



Universidade da Coruña



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Tecnología de la Construcción

Tesis doctoral

ESTUDIO NUMÉRICO DE VIBRACIONES PROVOCADAS POR EL TRÁFICO FERROVIARIO EN TÚNELES EN EL DOMINIO DEL TIEMPO: ANÁLISIS GEOTÉCNICO, VALIDACIÓN EXPERIMENTAL Y PROPUESTA DE SOLUCIONES

Autor:

Jesús Fernández Ruiz

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director:

Luis Esteban Medina Rodríguez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

A Coruña, Enero de 2014

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quisiera expresar mi agradecimiento a mi director de tesis, Luis Medina, por haber aceptado dirigir esta investigación, por proponerme esta compleja temática que son las vibraciones ferroviarias y el comportamiento dinámico del suelo, por sus conversaciones, consejos y apoyo. Expresar aquí mi admiración y respeto hacia él.

También quería agradecer la ayuda del departamento de Tecnología de la Construcción de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de A Coruña por el apoyo económico para obtener una licencia del software PLAXIS.

Además ha sido imprescindible la ayuda prestada por Julián Valerio (CEDEX) y Rafael Ozaeta (ADIF) para conseguir datos reales de vibraciones en líneas de cercanías en la ciudad de Madrid. Agradecer también el apoyo de Jorge Blanquer y Juan Manuel Díaz (Metro de Madrid) por ofrecer medidas reales de líneas del Metro de Madrid.

No quería dejar de nombrar a Pablo de la Fuente (UPM), por sus consejos iniciales en cuanto a software de elementos finitos y a Manuel Melis (UPM), por su asesoramiento y, sobre todo, por los magníficos textos que por él han sido escritos y que han sido unos de los pilares más importantes en los inicios de esta investigación.

Lógicamente mi máximo agradecimiento es para las personas que forman mi vida personal entre los que no puedo dejar de nombrar a Daniel del Río, por su amistad, por escucharme y ayudarme en rutinas de Fortran, a mi primo Pedro por aguantar mis preocupaciones, a la familia de Uxía por ayudar más de lo merecido en el día a día, y sobre todo a mi familia, en especial a mis abuelos, a mis hermanas y a mis padres, a los que le debo todo y que han sido y son un permanente estímulo para crecer y aprender.

Capítulo aparte merece Uxía, la principal sufridora por el tiempo no compartido durante la realización de esta tesis, por el apoyo y por aguantar momentos difíciles a lo largo del período de realización de esta investigación. Mostrarle mi admiración y amor.

RESUMEN

Esta tesis doctoral desarrolla un modelo numérico tridimensional y bidimensional para el estudio de vibraciones provocadas por el paso ferroviario en túneles con sistemas de vía en placa mediante modelos de elementos finitos formulados en el dominio del tiempo, donde se propone una metodología simplificada tanto para modelos 3D como 2D.

Se ha realizado un análisis teórico donde se estudian los principales aspectos geotécnicos que son importantes a la hora de modelizar numéricamente problemas de vibraciones ferroviarias en túneles, tales como: el modelo constitutivo de comportamiento del suelo, el módulo de elasticidad del suelo, el amortiguamiento del terreno, la influencia de la posición del nivel freático y la influencia del coeficiente de empuje al reposo.

El modelo desarrollado ha sido validado experimentalmente mediante un vasto número de medidas reales tanto en el interior del túnel como en las edificaciones afectadas, que muestra una aceptable precisión cuando se introduce la carga real que transmite cada rueda, pero mostrando diferencias considerables cuando sólo es aplicada la carga cuasiestática.

Para finalizar y con el modelo numérico validado experimentalmente se han estudiado diferentes medidas encaminadas a la reducción de vibraciones, aplicadas tanto en el terreno como en la propia vía, analizando su aplicación e idoneidad.

RESUMO

Nesta tese desenvólvese un modelo numérico tridimensional e bidimensional para o estudo das vibracións causadas polo paso ferroviario en túneles con sistemas de vía en placa empregando modelos de elementos finitos formulados no dominio do tempo, onde se propón unha metodoloxía simplificada tanto para modelos 3D como 2D.

Realizouse unha análise teórica onde se estudaron os principais aspectos xeotécnicos que son importantes cando son modelados numericamente problemas de vibracións ferroviarias en túneles, como: modelo constitutivo do comportamento do solo, módulo de elasticidade do solo, amortecemento do solo, influencia da posición da capa freática e influencia do coeficiente de presión do solo en repouso.

O modelo desenvolvido validouse de xeito experimental por un gran número de medicións reais, tanto no interior do túnel como en edificacións afectadas, mostrando unha precisión aceptable cando se introduce a carga real transmitida por cada roda, pero que mostra diferenzas significativas cando só é aplicada a carga quasi-estática.

Por último, e co modelo validado experimentalmente estudíronse distintas medidas para reducir as vibracións, aplicadas tanto no solo como na propia vía, analizando a súa aplicación e adecuación.

ABSTRACT

In this doctoral thesis a three-dimensional and two-dimensional numerical model for induced vibrations from railway tunnels is developed for slab track systems using finite element models formulated in the time domain, which is proposed as one simplified methodology 3D and 2D models.

A theoretical analysis have been performed, where the most important geotechnical aspects have been studied when numerical models are used to study railway vibration problems in tunnels, such as soil constitutive model, elastic modulus of soil, soil damping, influence of water table and influence of the coefficient of earth pressure at rest.

The developed model has been validated experimentally for a several number of real measurements both inside the tunnel and in the buildings affected, showing an acceptable accuracy when the real wheel load transmitted is applied, but showing significant differences when only quasi-static load is considered.

Finally and with the model experimentally validated, different measures for reducing vibration have been studied, applied both in the ground and in the railway track, analyzing their application and suitability.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1	ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA	1
1.2	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.3	ORGANIZACIÓN DEL TEXTO	2

Capítulo 2 METODOLOGÍA

2.1	DESARROLLO METODOLÓGICO	4
-----	-------------------------------	---

Capítulo 3 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

3.1	PROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO	6
3.1.1	Introducción	6
3.1.2	Ondas sísmicas en un espacio infinito.....	6
3.1.3	Ondas en un medio semi-infinito	10
3.1.3.1	Ondas Rayleigh	10
3.1.3.2	Ondas Love	12
3.1.4	Ondas en un medio estratificado	14
3.1.5	Amortiguamiento de ondas.....	14
3.1.5.1	Amortiguamiento del material	15
3.1.5.2	Amortiguamiento geométrico	20
3.1.6	Propagación de ondas mediante métodos de elementos finitos.....	21
3.1.6.1	Introducción	21
3.1.6.2	Tamaño de elemento finito	21
3.1.6.3	Tiempo de paso	22
3.1.6.4	Integración numérica en el dominio del tiempo.....	23
3.1.6.5	Condiciones de contorno	25
3.2	COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS	26
3.2.1	Introducción	26
3.2.2	Modelo equivalente lineal	27
3.2.2.1	Módulo de elasticidad de corte	28
3.2.2.2	Reducción del módulo de corte, G/G_{max}	31
3.2.2.3	Coeficiente de amortiguamiento	35
3.2.3	Modelos cíclicos no lineales.....	37
3.2.3.1	Introducción	37
3.2.3.2	Modelos Masing Extendidos	37
3.2.3.3	Modelo de comportamiento HSSMALL	39
3.2.3.4	Otros modelos de comportamiento no lineal	44
3.3	CARGAS FERROVIARIAS SOBRE LA VÍA	45
3.3.1	Introducción	45
3.3.2	Carga cuasi-estática.....	46
3.3.3	Cargas dinámicas.....	46
3.4	MODELOS NUMÉRICOS PARA EL ESTUDIO VIBRACIONES FERROVIARIAS EN TÚNELES	50
3.4.1	Introducción	50

3.4.2	Métodos numéricos	50
3.4.2.1	Método de diferencias finitas (FD).....	51
3.4.2.2	Método de elementos finitos (FEM)	51
3.4.2.3	Método de elementos de contorno (BEM)	51
3.4.3	Dominio de la frecuencia versus dominio del tiempo	52
3.4.4	Modelos numéricos actuales	53
3.4.5	Influencia de parámetros del túnel	59
3.4.5.1	Espesor del revestimiento y profundidad del túnel	60
3.4.5.2	Interfaz suelo-túnel	60
3.5	MEDIDAS PARA REDUCIR VIBRACIONES EN TÚNELES	61
3.5.1	Introducción	61
3.5.2	Medidas correctoras	61
3.5.2.1	Medidas aplicadas en el foco de la vibración.....	62
3.5.2.2	Medidas aplicadas en la trayectoria de transmisión.....	62
3.5.2.3	Medidas aplicadas en el receptor	67
3.6	CRITERIOS Y NORMATIVAS DE VIBRACIONES	67
3.6.1	Introducción	67
3.6.2	Criterios estructurales	68
3.6.3	Criterios psicológicos	68
3.6.3.1	Normativa DIN 4150, Parte 2 (1999)	70
3.6.3.2	Normativas ISO 2631-1 (1997) e ISO 2631-2 (2003)	71
3.6.3.3	BRE Digest 278 (1983) (Norma BRE Digest, 1978).....	73
3.6.3.4	R.D. 1367/2007 (2007)	74
3.6.4	Criterios de productividad	74

Capítulo 4

MODELIZACIÓN NUMÉRICA

4.1	INTRODUCCIÓN	76
4.2	FUNCIONAMIENTO BÁSICO Y ASPECTOS COMUNES EN MODELIZACIONES 2D Y 3D	76
4.2.1	Generación de malla	77
4.2.2	Modelos de comportamiento del terreno	77
4.2.3	Condiciones de contorno	78
4.2.4	Método de integración numérica	78
4.3	ASPECTOS GENERALES PARA MODELIZACIONES 3D	78
4.3.1	Tipos de elementos finitos en 3D para suelos	78
4.3.2	Definición de elementos estructurales en 3D	79
4.3.3	Modelo de carga ferroviaria	79
4.4	ASPECTOS GENERALES PARA MODELIZACIONES 2D	80
4.4.1	Tipos de elementos finitos en 2D para suelos	80
4.4.2	Definición de elementos estructurales en 2D	81
4.4.3	Modelo de carga ferroviaria en 2D	81
4.5	MODELO 3D	87
4.5.1	Descripción del caso teórico no real empleado	87
4.5.2	Modelo 3D estático	90
4.5.3	Modelo dinámico 3D simplificado	94
4.5.4	Modelo de carga ferroviaria en modelos 3D	101
4.6	MODELO 2D: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN CON MODELOS 3D	106
4.6.1	Modelo 2D estático	107
4.6.2	Modelo 2D dinámico	110
4.7	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD NUMÉRICA EN MODELOS 2D	121
4.7.1	Dimensiones de la malla	123
4.7.2	Tamaño de elementos finitos	125
4.7.3	Número de nodos por elemento	130
4.7.4	Número de elementos en el revestimiento	132

4.7.5	Desplazamientos dinámicos impuestos	135
-------	---	-----

Capítulo 5

ANÁLISIS GEOTÉCNICO

5.1	INTRODUCCIÓN	140
5.2	AMORTIGUAMIENTO DEL RAILPAD	140
5.3	AMORTIGUAMIENTO EN TRAVIESA, LOSA Y REVESTIMIENTO	143
5.4	AMORTIGUAMIENTO DEL TERRENO	147
5.5	AMORTIGUAMIENTO EN EDIFICACIÓN.....	150
5.6	COEFICIENTE DEL EMPUJE AL REPOSO (K_0).....	152
5.7	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO	154
5.8	PROFUNDIDAD DEL TÚNEL	158
5.9	VARIACIÓN DE E DEL TERRENO CON LA PROFUNDIDAD	160
5.10	VALOR DE E DEL TERRENO EN MUY PEQUEÑAS DEFORMACIONES	166
5.11	MODELO CONSTITUTIVO DE COMPORTAMIENTO DEL TERRENO	174
5.12	INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL TREN EN MODELOS 2D.....	183

Capítulo 6

VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

6.1	INTRODUCCIÓN	187
6.2	LÍNEA DE CERCANÍAS ATOCHA-PRÍNCIPE PÍO	187
6.2.1	Introducción y localización	187
6.2.2	Descripción y parámetros del túnel	188
6.2.3	Descripción y parámetros de la vía	190
6.2.4	Descripción y parámetros de la edificación	192
6.2.5	Descripción y parámetros del terreno	193
6.2.6	Medidas realizadas e instrumentación empleada	196
6.2.7	Análisis de las medidas realizadas	198
6.2.8	Modelo numérico empleado	203
6.2.9	Comparación y análisis de resultados	207
6.2.9.1	Tren 818 (velocidad = 55-60 km/h)	207
6.2.9.2	Tren 812 (velocidad = 45-50 km/h)	216
6.2.9.3	Tren 956 (velocidad = 35-40 km/h)	226
6.2.9.4	Tren 1503 (velocidad = 25-30 km/h)	235
6.3	CASO 1 METRO DE MADRID: taco más elastómero blando	262
6.3.1	Descripción	262
6.3.2	Comparación y análisis de resultados	263
6.4	CASO 2 METRO DE MADRID: taco más manta elástica	267
6.4.1	Descripción	267
6.4.2	Comparación y análisis de resultados	268
6.5	CASO 3 METRO DE MADRID: Sujeción Vanguard.....	280
6.5.1	Descripción	280
6.5.2	Comparación y análisis de resultados	281
6.6	CASO 4 METRO DE MADRID: Placa adherizada o sistema ADH	285
6.6.1	Descripción	285
6.6.2	Comparación y análisis de resultados	287

Capítulo 7

MEDIDAS PARA REDUCIR VIBRACIONES

7.1	INTRODUCCIÓN	290
7.2	SISTEMA DE VÍA CON TACO MÁS MANTA ELÁSTICA VERSUS SISTEMA DE VÍA CON TACO MÁS ELASTÓMERO BAJO APOYO	291
7.3	RIGIDIZACIÓN DE SUELOS EN SUPERFICIE.....	297
7.4	SUSTITUCIÓN DE SUELOS BAJO SOLERA DEL TÚNEL POR SUELOS “MÁS BLANDOS”	301
7.5	SUSTITUCIÓN DE SUELO BAJO SOLERA DEL TÚNEL POR SUELOS “MÁS RÍGIDOS”	304

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

8.1	CONCLUSIONES.....	307
8.2	LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS	311

REFERENCIAS	313
--------------------------	-----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Influencia del ratio de impedancia en las amplitudes del desplazamiento y tensión en ondas reflejadas y refractadas (Kramer, 1996)	14
Tabla 3.2. Valores de k en función del índice de plasticidad (Kramer, 1996)	29
Tabla 3.3. Relación empírica entre G_{\max} y parámetros de ensayos “in situ” (Kramer, 1996)	30
Tabla 3.4. Umbrales de tensión y deformación (Díaz Rodríguez et al., 2008)	34
Tabla 3.5. Clasificación de los efectos en las personas (nivel de percepción) de las vibraciones en función de su frecuencia, aceleración y velocidad (Bachmann et al., 1987) (Ministerio Soviético, 1955)	69
Tabla 3.6. Valores de K_B aceptables para edificios residenciales (Norma DIN 4150, 1999)	71
Tabla 3.7. Relación entre los valores del parámetro K y la percepción humana del movimiento (Norma BRE Digest, 1978)	73
Tabla 3.8. Valores de intensidad aceptables de K en función del tipo de edificio y el tiempo de exposición (Norma BRE Digest, 1978)	73
Tabla 3.9. Índice máximo de vibración según uso del edificio (R. D. 1367/2007)	74
Tabla 3.10. Categorías de maquinaria (Korenev et al., 1980)	75
Tabla 3.11. Criterio de aceptación de vibraciones según categoría de maquinaria indicada (Korenev et al., 1980)	75
Tabla 4.1. Parámetros geotécnicos del terreno para caso teórico no real	88
Tabla 4.2. Características de elementos de la vía y túnel para caso teórico no real	89
Tabla 4.3. Características de la edificación para caso teórico no real	89
Tabla 4.4. Asientos en puntos de control en caso teórico no real 3D	91
Tabla 4.5. Deformaciones tangenciales en el terreno para caso teórico no real 3D	92
Tabla 4.6. Paso de tiempo de cálculo en función del número de elementos en el revestimiento	95
Tabla 4.7. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh para caso teórico no real	96
Tabla 4.8. Propiedades equivalentes en elementos discretos en 2D para caso teórico no real	108
Tabla 4.9. Asientos comparados en 3D y 2D para caso teórico no real	108
Tabla 4.10. Deformaciones tangenciales comparadas en 3D y 2D para caso teórico no real	109
Tabla 4.11. Asientos comparados en modelo 2D estático con carga reducida y 3D estático para caso teórico no real	110
Tabla 4.12. Deformaciones tangenciales comparadas en modelo 2D estático con carga reducida y 3D estático para caso teórico no real	110
Tabla 4.13. Tamaño riguroso de elementos finitos en diferentes materiales	126
Tabla 4.14. Tamaño de elementos finitos en terreno para modelizaciones numéricas 2D	126
Tabla 5.1. Propiedades de varios pad dadas en Melis (2008)	142
Tabla 5.2. Coeficiente β Rayleigh de varios pad	142
Tabla 5.3. Coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en pad para modelizaciones numéricas	142
Tabla 5.4. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en hormigón para modelizaciones numéricas	144
Tabla 5.5. Amortiguamiento del terreno según Ishibashi et al. (1993)	147
Tabla 5.6. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en el terreno para modelizaciones numéricas	148
Tabla 5.7. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh en la edificación para modelizaciones numéricas	151
Tabla 5.8. Valores de K_0 para modelizaciones numéricas	154
Tabla 5.9. Valores de E y ν en suelo en condiciones no drenadas	155
Tabla 5.10. Valores de E en arena tosquita en función de la profundidad	163
Tabla 5.11. Valores de E_{50} y γ_a en arena de miga y arena tosquita	168

Tabla 5.12. Valores de E_0 y G_0 para arena de miga y arena tosquiza.....	171
Tabla 5.13. Propiedades geotécnicas para modelo HSSMALL.....	174
Tabla 5.14. Variación de parámetros en modelo HSSMALL para modelizaciones numéricas.....	177
Tabla 6.1. Parámetros del revestimiento del túnel de línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío.....	190
Tabla 6.2. Características de elementos de la vía en la línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	192
Tabla 6.3. Parámetros de edificación en la línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	193
Tabla 6.4. Parámetros geotécnicos en línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	195
Tabla 6.5. Valores de E_0 y G_0 para arena de miga y tosco	195
Tabla 6.6. Frecuencias dominantes (Hz) de medidas en línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío.....	201
Tabla 6.7. Niveles de molestia en edificación de línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	203
Tabla 6.8. Valores de asientos en modelos estáticos 2D y 3D en línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío.....	205
Tabla 6.9. Valores de los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh considerados para la línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío.....	206

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Propagación de ondas sísmicas desde un túnel (Steinhauser).....	1
Figura 3.1. Deformaciones producidas por ondas de cuerpo: (a) ondas P; (b) ondas S (Kramer, 1996)	7
Figura 3.2. Comparación de la velocidad de onda longitudinal en el esqueleto sólido entre un suelo saturado y seco y desviación experimental respecto a valores teóricos (Braja et al., 2011).....	8
Figura 3.3. Variación de la velocidad de onda de corte con la presión de confinamiento (Braja et al., 2011)	9
Figura 3.4. Movimiento inducido por una onda Rayleigh que se propaga en la dirección x. El movimiento de la onda no varía en la dirección y (Kramer, 1996)	10
Figura 3.5. Deformaciones producidas por ondas Rayleigh (Kramer, 1996).....	11
Figura 3.6. Variación de las velocidades de las ondas Rayleigh y ondas P con el coeficiente de Poisson (Kramer, 1996).....	11
Figura 3.7. Movimiento horizontal y vertical de ondas Rayleigh. Una amplitud negativa indica que el desplazamiento es en la dirección opuesta del desplazamiento de la superficie (Kramer, 1996)	12
Figura 3.8. Deformaciones producidas por ondas Love (Kramer, 1996).....	12
Figura 3.9. Variación de la velocidad de la onda Love con la frecuencia de la onda (Kramer, 1996)	13
Figura 3.10. Variación de amplitud del desplazamiento de la partícula con una profundidad para ondas Love (Kramer, 1996).....	13
Figura 3.11. Elemento diferencial de un sólido Kelvin-Voigt sometido a una tensión tangencial horizontal (Kramer, 1996).....	15
Figura 3.12. Relación entre coeficiente de amortiguamiento Rayleigh y frecuencia (Clough et al., 2003).....	17
Figura 3.13. Ciclo de histéresis equivalente para un amortiguamiento de tipo histerético-lineal (Kramer, 1996)	18
Figura 3.14. Requisitos en la discretización de mallas (Unterberger et al., 1997)	22
Figura 3.15. Contorno local consistente en amortiguadores viscosos (izquierda) y contorno consistente modelizados como masas, muelles y amortiguadores (derecha) (Kramer, 1996)	26
Figura 3.16. Módulo de elasticidad transversal secante y módulo de elasticidad transversal tangencial (Kramer, 1996).....	27
Figura 3.17. Curva de reducción de G_{sec} respecto a γ (Kramer, 1996)	28
Figura 3.18. Curvas de reducción de G para suelos cohesivos con variación del índice de plasticidad (Vucetic et al., 1991)	31
Figura 3.19. Influencia de la tensión efectiva media en la reducción del módulo de elasticidad transversal (Ishibashi, 1992)	32
Figura 3.20. Efecto de degradación cíclica en G (Vucetic et al., 1991)	33
Figura 3.21. Variación del módulo de corte dinámico con la amplitud de la deformación tangencial. Régimen de deformación propuesto y umbrales de deformación (Díaz Rodríguez et al., 2008)	35
Figura 3.22. Comportamiento del suelo entre umbrales de deformación propuestos para suelos arcillosos saturados (Díaz Rodríguez et al., 2008).....	35
Figura 3.23. Variación del coeficiente de amortiguamiento en suelos cohesivos en función de la deformación tangencial cíclica y el índice de plasticidad (Vucetic et al., 1991)	36
Figura 3.24. Efectos del tamaño de grano en suelos con la amplitud de deformación (Towhata, 2008)	36
Figura 3.25. Curva “backbone” hiperbólica (Kramer, 1996)	37
Figura 3.26. Reglas de Masing extendidas: (a) variación de la deformación tangencial con el tiempo; (b) comportamiento tensión-deformación resultante (Kramer, 1996).....	38
Figura 3.27. Características del comportamiento rigidez-deformación del suelo con rangos de deformación típicos de ensayos de laboratorio y estructuras (Plaxis, 2011).....	40

Figura 3.28. Resultados de la relación Hardin-Drnevich comparada con datos de ensayos de Santos & Correia (Plaxis, 2011)	41
Figura 3.29. Bloqueo (cut-off) de curva de degradación en pequeñas deformaciones (Plaxis, 2011).....	43
Figura 3.30. Comportamiento histerético del suelo (izquierda) y reducción de rigidez en carga inicial y en descarga-recarga (derecha) (Plaxis, 2011)	43
Figura 3.31. Parámetros de rigidez E_{50} , E_{ur} , y $E_0=2G_0(1+v_{ur})$ del modelo HSSMALL (Plaxis, 2011)	44
Figura 3.32. Esquema de una masa con irregularidades carril (Esveld, 2001).....	47
Figura 3.33. Nivel de vibración base para edificios cercanos a túneles de hormigón (Kurzweil et al., 1982).....	54
Figura 3.34. Perfil del problema, notaciones y celda de referencia periódica (Clouteau et al., 2005).....	55
Figura 3.35. Modelo de elementos finitos de la celda periódica de referencia y posición de las fuerzas consideradas sobre el revestimiento del túnel en esquema tridimensional del problema (Clouteau et al., 2005)	55
Figura 3.36. Sistema de coordenadas empleadas, (a) direcciones principales para un elemento, (b) componentes de desplazamiento del elemento, (c) componentes tensionales (Forrest et al., 2006b)	56
Figura 3.37. Pantalla del software Pipe in Pipe (Forrest et al., 2006b)	56
Figura 3.38. Perfil del problema y notaciones (Clouteau et al., 2006)	57
Figura 3.39. Discretización del túnel, plataforma ferroviaria y sección transversal del túnel (Galvín et al., 2010)	58
Figura 3.40. Esquemas de manta elástica bajo balasto (Esveld, 2001).....	63
Figura 3.41. Esquema de traviesa con suela elástica (Rail-Area, 2004)	64
Figura 3.42. Esquema de pantallas para reducción de vibraciones (Alarcón et al., 2000)	64
Figura 3.43. Esquema manta de lana de roca bajo vía en la línea de alta velocidad Madrid-Córdoba-Málaga (RockDelta)	65
Figura 3.44. Esquema túnel con sustitución de roca por suelo blando (Kizhner et al., 2006)	66
Figura 3.45. Modelo para WIB en capas de terreno (Thompson, 2009).....	66
Figura 3.46. Niveles de velocidad vertical a 5 (línea continua), 10 (línea discontinua) y 20 metros (línea discontinua con puntos) desde la línea central de la pista ferroviaria. Líneas finas implica sin medida correctora mientras líneas más gruesas implica aplicación de medida correctora (Thompson, 2009)	67
Figura 3.47. Gráfico para la obtención de percepción de vibraciones en función de su frecuencia y desplazamiento (Bachmann et al., 1987) (Wiss et al., 1974)	69
Figura 3.48. Gráfico para obtención de la percepción de vibraciones en función de su frecuencia y aceleración pico (Bachmann et al., 1987) (Gierke et al., 1976).....	70
Figura 3.49. Zona de precaución para la salud (Norma ISO 2631-1, 1997)	72
Figura 3.50. Posiciones del cuerpo humano y sus correspondientes ejes (Norma ISO 2631-2, 2003)	73
Figura 4.1. Posición de nodos y puntos de tensión en elementos 3D para suelos (Plaxis, 2012).....	79
Figura 4.2. Esquema de carga dinámica en modelos 3D (Hall, 2003)	80
Figura 4.3. Posición de nodos y puntos de tensión en elementos 2D para suelos (Plaxis, 2011).....	81
Figura 4.4. Modelo dinámico sobre vía en placa (Gupta et al., 2009b)	82
Figura 4.5. Presentación de un túnel mostrando las diferentes componentes estructurales (Hussein et al., 2006)	82
Figura 4.6. Modelización de pista ferroviaria con un apoyo uniforme: (a) fuerzas externas sobre carriles y grados de libertad de pista ferroviaria, (b) diagramas de cuerpo libre de carriles y vía en placa, (c) desplazamiento del revestimiento para un ángulo θ en la interfaz vía en placa revestimiento (Hussein et al., 2007)	82
Figura 4.7. Discretización de un túnel en un espacio infinito (Popp et al., 2003).....	83
Figura 4.8. Carga dinámica del tren (Reza et al., 2012)	84
Figura 4.9. Modelo numérico para túnel del metro de Teherán (Reza et al., 2012).....	84
Figura 4.10. Tensión sobre pad en modelos 2D.....	84
Figura 4.11. Modelo numérico para propagación (Gardien et al., 2003)	85

Figura 4.12. Gráfico fuerza-tiempo sobre traviesas (Gardien et al., 2003)	85
Figura 4.13. Desplazamientos dinámicos impuestos en modelos 2D.....	86
Figura 4.14. Esquema serie 446 de RENFE	86
Figura 4.15. Carga estática por rueda de serie 446 de RENFE.....	86
Figura 4.16. Modelo numérico 3D de caso teórico no real.....	87
Figura 4.17. Esquema acotado general de caso teórico no real	87
Figura 4.18. Detalle de carril, “pad” y traviesa para caso teórico no real.....	88
Figura 4.19. Malla de elementos finitos para modelo 3D estático para caso teórico no real	90
Figura 4.20. Asientos verticales en carril en modelo estático 3 caso teórico no real.....	90
Figura 4.21. Puntos de control para desplazamientos en túnel.....	91
Figura 4.22. Puntos de control para tensiones y deformaciones en terreno.....	91
Figura 4.23. Detalle malla de elementos finitos en revestimiento de túnel con discretización más fina	92
Figura 4.24. Comparativa asiento con PLAXIS 3D y método de Unold-Dischinger.....	93
Figura 4.25. Comparativa carga transmitida a los apoyos con PLAXIS 3D y método de Unold-Dischinger	93
Figura 4.26. Carga dinámica para estudio de modelo 3D eficaz computacionalmente	95
Figura 4.27. Tensión transmitida en la base de cada traviesa	96
Figura 4.28. Comparativa desplazamiento vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D.....	97
Figura 4.29. Comparativa desplazamiento vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D	97
Figura 4.30. Comparativa desplazamiento vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D.....	97
Figura 4.31. Comparativa desplazamiento vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D	98
Figura 4.32. Comparativa velocidad vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D	98
Figura 4.33. Comparativa velocidad vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D	98
Figura 4.34. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D	99
Figura 4.35. Comparativa velocidad vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D.....	99
Figura 4.36. Comparativa aceleración vertical en losa modelo riguroso y simplificado 3D	99
Figura 4.37. Comparativa aceleración vertical en hastial modelo riguroso y simplificado 3D	100
Figura 4.38. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación modelo riguroso y simplificado 3D	100
Figura 4.39. Comparativa aceleración vertical en superficie libre modelo riguroso y simplificado 3D.....	100
Figura 4.40. Tensión dinámica transmitida por una traviesa para 1 rueda.....	101
Figura 4.41. Comparativa tensión dinámica transmitida por una traviesa para 1 rueda	103
Figura 4.42. Comparativa asiento en carril para 1 rueda	103
Figura 4.43. Posición teórica del carril para cálculo de esfuerzo dinámico	104
Figura 4.44. Esfuerzo estático+dinámico generado por 1 rueda.....	104
Figura 4.45. Influencia de la velocidad del tren en el esfuerzo total transmitido por 1 rueda.....	105
Figura 4.46. Tensión dinámica transmitida por una traviesa para tren completo serie 446 RENFE a 60 km/h considerando esfuerzo dinámico	105
Figura 4.47. Frecuencias principales de la tensión dinámica transmitida por una traviesa para tren completo serie 446 RENFE a 60 km/h considerando esfuerzo dinámico	106
Figura 4.48. Malla de elementos finitos para modelo 2D estático para caso teórico no real	107
Figura 4.49. Detalle modelización tensión sobre pad en modelo 2D para caso teórico no real.....	107
Figura 4.50. Comparativa desplazamiento vertical en losa 2D-3D	111
Figura 4.51. Comparativa desplazamiento vertical en hastial 2D-3D	111
Figura 4.52. Comparativa desplazamiento vertical en sótano edificación 2D-3D	112
Figura 4.53. Comparativa desplazamiento vertical en 1ª planta edificación 2D-3D	112
Figura 4.54. Comparativa desplazamiento vertical en 3ª planta edificación 2D-3D	112
Figura 4.55. Comparativa desplazamiento vertical en superficie libre 2D-3D	113
Figura 4.56. Comparativa velocidad vertical en losa 2D-3D.....	113
Figura 4.57. Comparativa velocidad vertical en hastial 2D-3D.....	113

Figura 4.58. Comparativa velocidad vertical en sótano de edificación 2D-3D	114
Figura 4.59. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta de edificación 2D-3D	114
Figura 4.60. Comparativa velocidad vertical en 3ª planta de edificación 2D-3D	114
Figura 4.61. Comparativa velocidad vertical en superficie libre 2D-3D	115
Figura 4.62. Comparativa aceleración vertical en losa 2D-3D.....	115
Figura 4.63. Comparativa aceleración vertical en hastial 2D-3D.....	115
Figura 4.64. Comparativa aceleración vertical en sótano edificación 2D-3D.....	116
Figura 4.65. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación 2D-3D.....	116
Figura 4.66. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación 2D-3D.....	116
Figura 4.67. Comparativa aceleración vertical en superficie libre 2D-3D	117
Figura 4.68. Comparativa deformación tangencial en arena tosqueira bajo túnel 2D-3D	120
Figura 4.69. Comparativa deformación tangencial en arena tosqueira sobre túnel 2D-3D	120
Figura 4.70. Comparativa deformación tangencial en arena tosqueira sobre túnel 2D-3D	120
Figura 4.71. Comparativa deformación tangencial en arena de miga bajo edificación 2D-3D.....	121
Figura 4.72. Comparativa deformación tangencial en arena de miga bajo superficie libre 2D-3D	121
Figura 4.73. Tensión transmitida al pad en modelos 2D para tren serie 446 de RENFE para una velocidad de 60 km/h	122
Figura 4.74. Tensión transmitida al pad por el 1º bogie del tren serie 446 de RENFE para una velocidad de 60 km/h	123
Figura 4.75. Comparativa velocidad vertical en losa por tamaño de malla	123
Figura 4.76. Comparativa velocidad vertical en hastial por tamaño de malla	124
Figura 4.77. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por tamaño de malla	124
Figura 4.78. Comparativa aceleración vertical en losa por tamaño de malla	124
Figura 4.79. Comparativa aceleración vertical en hastial por tamaño de malla	125
Figura 4.80. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por tamaño de malla	125
Figura 4.81. Comparativa velocidad vertical en losa por tamaño de elementos finitos	127
Figura 4.82. Comparativa velocidad vertical en hastial por tamaño de elementos finitos.....	127
Figura 4.83. Comparativa velocidad vertical en arena tosqueira sobre túnel por tamaño de elementos finitos	127
Figura 4.84. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por tamaño de elementos finitos	128
Figura 4.85. Comparativa aceleración vertical en losa por tamaño de elementos finitos	128
Figura 4.86. Comparativa aceleración vertical en hastial por tamaño de elementos finitos.....	128
Figura 4.87. Comparativa aceleración vertical en arena tosqueira sobre túnel por tamaño de elementos finitos	129
Figura 4.88. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por tamaño de elementos finitos	129
Figura 4.89. Comparativa velocidad vertical en losa por número de nodos por elementos	130
Figura 4.90. Comparativa velocidad vertical en hastial por número de nodos por elementos	130
Figura 4.91. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta por número de nodos por elementos	131
Figura 4.92. Comparativa aceleración vertical en losa por número de nodos por elementos	131
Figura 4.93. Comparativa aceleración vertical en hastial por número de nodos por elementos	131
Figura 4.94. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por número de nodos por elementos	132
Figura 4.95. Comparativa velocidad vertical en losa por número de elementos en el revestimiento.....	133
Figura 4.96. Comparativa velocidad vertical en hastial por número de elementos en el revestimiento	133
Figura 4.97. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación por número de elementos en el revestimiento	133
Figura 4.98. Comparativa aceleración vertical en losa por número de elementos en el revestimiento.....	134
Figura 4.99. Comparativa aceleración vertical en hastial por número de elementos en el revestimiento	134

Figura 4.100. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación por número de elementos en el revestimiento	134
Figura 4.101. Asiento carril para tren completo serie 446 RENFE	135
Figura 4.102. Asiento carril para 1 bogie de coche motor tren serie 446 RENFE	135
Figura 4.103. Comparativa velocidad vertical en losa con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos.....	136
Figura 4.104. Comparativa velocidad vertical en hastial con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos.....	136
Figura 4.105. Comparativa velocidad vertical en 1ª planta edificación con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos	137
Figura 4.106. Comparativa aceleración vertical en losa con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos.....	137
Figura 4.107. Comparativa aceleración vertical en hastial con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos.....	137
Figura 4.108. Comparativa aceleración vertical en 1ª planta edificación con carga ferroviaria como desplazamientos prescritos	138
Figura 5.1. Rigidez dinámica en alta frecuencia de railpads bajo precarga con clips. Carga externa 40 kN, con precarga debida a clips (Thompson et al., 1997)	140
Figura 5.2. Rigidez dinámica en alta frecuencia de railpads medidos bajo varias precargas con y sin clips. (Thompson et al., 1997).....	141
Figura 5.3. “Loss factor” en 3 tipos de railpad en función de la frecuencia de la carga (Maes et al., 2006)	141
Figura 5.4. “Loss factor” en 3 tipos de railpad en función de la frecuencia de la carga (Maes et al., 2006)	141
Figura 5.5. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en pad.....	143
Figura 5.6. Valores recomendados de amortiguamiento para diferentes materiales y estructuras (Newmark et al., 1982)	144
Figura 5.7. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento	145
Figura 5.8. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia.....	145
Figura 5.9. Comparativa aceleración vertical en hastial por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento	145
Figura 5.10. Comparativa aceleración vertical en hastial por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia	146
Figura 5.11. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento	146
Figura 5.12. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por variación amortiguamiento en traviesa, losa y revestimiento en el dominio de la frecuencia.....	146
Figura 5.13. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en terreno	148
Figura 5.14. Comparativa aceleración vertical en losa por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia	149
Figura 5.15. Comparativa aceleración vertical en arena tosquilla sobre túnel por variación amortiguamiento en terreno	149
Figura 5.16. Comparativa aceleración vertical en arena tosquilla sobre túnel por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia.....	149
Figura 5.17. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en terreno.....	150
Figura 5.18. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en terreno en el dominio de la frecuencia	150

Figura 5.19. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en edificación	151
Figura 5.20. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación amortiguamiento en edificación en el dominio de la frecuencia	152
Figura 5.21. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la posición del nivel freático	155
Figura 5.22. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia	156
Figura 5.23. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por variación en la posición del nivel freático	156
Figura 5.24. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia	156
Figura 5.25. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la posición del nivel freático	157
Figura 5.26. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la posición del nivel freático en el dominio de la frecuencia	157
Figura 5.27. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la distancia de la cimentación de la edificación al nivel freático.....	158
Figura 5.28. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la profundidad del túnel.....	159
Figura 5.29. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la profundidad del túnel en el dominio de la frecuencia	159
Figura 5.30. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la profundidad del túnel	159
Figura 5.31. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la profundidad del túnel en el dominio de la frecuencia.....	160
Figura 5.32. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la profundidad del túnel.....	160
Figura 5.33. Variación de E con la profundidad para arena de miga.....	161
Figura 5.34. Variación de E con la profundidad para arena tosquiza (Rodríguez Ortiz, 2000).....	162
Figura 5.35. Variación de E con la profundidad para arena tosquiza	162
Figura 5.36. Comparativa aceleración vertical en losa por aumento de E con la profundidad.....	163
Figura 5.37. Comparativa aceleración vertical en losa por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia	164
Figura 5.38. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por aumento de E con la profundidad.....	164
Figura 5.39. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia.....	164
Figura 5.40. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por aumento de E con la profundidad	165
Figura 5.41. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación sobre túnel por aumento de E con la profundidad en el dominio de la frecuencia.....	165
Figura 5.42. Relación hiperbólica tensión-deformación un primera carga en ensayo triaxial drenado standard (Plaxis, 2011)	168
Figura 5.43. Relación entre rigidez dinámica ($E_d=E_0$) y estática ($E_s=E_{ur}$) (Alpan, 1970).....	169
Figura 5.44. Relación entre rigidez dinámica ($E_d=E_0$) y estática ($E_s=E_{ur}$) para arena de miga según Alpan (1970).....	169
Figura 5.45. Relación entre rigidez dinámica ($E_d=E_0$) y estática ($E_s=E_{ur}$) para arena tosquiza según Alpan (1970).....	170
Figura 5.46. G/G_{max} para arena de miga según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991).....	170

Figura 5.47. G/G_{\max} para arena tosquiza según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991)	170
Figura 5.48. Comparativa aceleración vertical en losa por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones.....	171
Figura 5.49. Comparativa aceleración vertical en losa por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia	172
Figura 5.50. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones.....	172
Figura 5.51. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia	172
Figura 5.52. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones.....	173
Figura 5.53. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por consideración de E en pequeñas y medias deformaciones en el dominio de la frecuencia	173
Figura 5.54. $\gamma_{0.7}$ para arena de miga según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991).....	175
Figura 5.55. $\gamma_{0.7}$ para arena tosquiza según curvas de degradación de módulo dadas por Vucetic et al. (1991).....	175
Figura 5.56. Curvas degradación de G_s y G_t para arena de miga	176
Figura 5.57. Curvas degradación de G_s y G_t para arena tosquiza	176
Figura 5.58. Curva amortiguamiento para arena de miga.....	177
Figura 5.59. Curva amortiguamiento para arena tosquiza.....	177
Figura 5.60. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno	178
Figura 5.61. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia.....	178
Figura 5.62. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno.....	179
Figura 5.63. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia	179
Figura 5.64. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno	179
Figura 5.65. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno sin amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia.....	180
Figura 5.66. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno	180
Figura 5.67. Comparativa aceleración vertical en losa según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia.....	180
Figura 5.68. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno.....	181
Figura 5.69. Comparativa aceleración vertical en arena tosquiza sobre túnel según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia	181
Figura 5.70. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno	181
Figura 5.71. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación según modelo de comportamiento del terreno con amortiguamiento Rayleigh en terreno en el dominio de la frecuencia	182
Figura 5.72. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la velocidad del tren.....	184
Figura 5.73. Comparativa aceleración vertical en losa por variación en la velocidad del tren en el dominio de la frecuencia.....	184

Figura 5.74. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la velocidad del tren	184
Figura 5.75. Comparativa aceleración vertical en 3ª planta edificación por variación en la velocidad del tren en el dominio de la frecuencia	185
Figura 5.76. Máxima aceleración vertical en losa en función de la velocidad del tren	185
Figura 5.77. Máxima aceleración vertical en 3ª planta edificación en función de la velocidad del tren	186
Figura 6.1. Planta general con localización de medidas realizadas en línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	188
Figura 6.2. Esquema zona de medidas (en color azul edificación donde se realizaron parte de las medidas) (CEDEX, 2003)	188
Figura 6.3. Boca entrada túnel en la estación Príncipe Pío y tren de cercanías saliendo del túnel en la entrada de la estación Príncipe Pío	189
Figura 6.4. Detalle de revestimiento de túnel en línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	189
Figura 6.5. Geometría simplificada del túnel (CEDEX, 2003) y geometría para simulaciones numéricas	190
Figura 6.6. Plataforma ferroviaria del pasillo verde ferroviario (vía II) y detalle de apoyo	190
Figura 6.7. Esquema apoyo en vía tipo STEDEF (Sonneville)	191
Figura 6.8. Geometría de superestructura en pasillo verde ferroviario (vía II)	191
Figura 6.9. Detalle de apoyo con geometría para simulaciones numéricas	191
Figura 6.10. Imagen de edificación donde se han realizado parte de las medidas	192
Figura 6.11. Planta esquemática de edificación con distribución de pilares y alzado lateral esquemático con distancia entre forjados, sótano y nivel de calle	193
Figura 6.12. Perfil geotécnico del tramo de metro Príncipe Pío-Moncloa (Melis, 2011)	194
Figura 6.13. Alzado lateral esquemático con cotas de nivel de calle y carril (CEDEX, 2003)	194
Figura 6.14. Acelerómetros en carril, losa y hastial (CEDEX, 2003)	196
Figura 6.15. Planta y alzado con localización geófonos en edificación (CEDEX, 2003)	197
Figura 6.16. Geófonos en galería subterránea (imagen izquierda) y sótano (imagen derecha) (CEDEX, 2003)	197
Figura 6.17. Geófonos en 5º (imagen izquierda) y 7º (imagen derecha) piso (CEDEX, 2003)	197
Figura 6.18. Aceleración vertical carril en línea de cercanías C-7-C-10	199
Figura 6.19. Aceleración vertical solera en línea de cercanías C-7-C-10	199
Figura 6.20. Aceleración normal hastial en línea de cercanías C-7-C-10	199
Figura 6.21. Velocidad vertical sótano en línea de cercanías C-7-C-10	199
Figura 6.22. Velocidad vertical 5º piso en línea de cercanías C-7-C-10	200
Figura 6.23. Velocidad vertical 7º piso en línea de cercanías C-7-C-10	200
Figura 6.24. Aceleración vertical sótano en línea de cercanías C-7-C-10	200
Figura 6.25. Aceleración vertical 5º piso en línea de cercanías C-7-C-10	200
Figura 6.26. Aceleración vertical 7º piso en línea de cercanías C-7-C-10 en el dominio de la frecuencia	201
Figura 6.27. Modelo numérico 3D para línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	203
Figura 6.28. Detalle plataforma ferroviaria en modelo 3D para línea de cercanía Atocha-Príncipe Pío	203
Figura 6.29. Detalle de traviesa bloque con cazoleta de caucho con elastómero bajo traviesa en modelo 3D	204
Figura 6.30. Modelo numérico 2D para línea de cercanías Atocha-Príncipe Pío	204
Figura 6.31. Elementos finitos en apoyo en modelo 2D	204
Figura 6.32. Sección considerada para modelos 2D en PLAXIS	204
Figura 6.33. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818	207
Figura 6.34. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia	207
Figura 6.35. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818	208

Figura 6.36. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	208
Figura 6.37. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818.....	208
Figura 6.38. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	209
Figura 6.39. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818	209
Figura 6.40. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	209
Figura 6.41. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818	210
Figura 6.42. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	210
Figura 6.43. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818	210
Figura 6.44. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	211
Figura 6.45. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818	211
Figura 6.46. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	211
Figura 6.47. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818.....	212
Figura 6.48. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	212
Figura 6.49. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818	212
Figura 6.50. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	213
Figura 6.51. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818.....	213
Figura 6.52. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	213
Figura 6.53. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818.....	214
Figura 6.54. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	214
Figura 6.55. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818	214
Figura 6.56. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	215
Figura 6.57. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818.....	215
Figura 6.58. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 818 en el dominio de la frecuencia.....	215
Figura 6.59. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818	216
Figura 6.60. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 818 en el dominio de la frecuencia	216
Figura 6.61. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812	216
Figura 6.62. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	217
Figura 6.63. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812.....	217
Figura 6.64. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	217
Figura 6.65. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812.....	218
Figura 6.66. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	218
Figura 6.67. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812	218

Figura 6.68. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	219
Figura 6.69. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812	219
Figura 6.70. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	219
Figura 6.71. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812	220
Figura 6.72. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	220
Figura 6.73. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812	220
Figura 6.74. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	221
Figura 6.75. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812	221
Figura 6.76. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	221
Figura 6.77. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812	222
Figura 6.78. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	222
Figura 6.79. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812.....	222
Figura 6.80. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	223
Figura 6.81. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812.....	223
Figura 6.82. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	223
Figura 6.83. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812	224
Figura 6.84. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	224
Figura 6.85. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812.....	224
Figura 6.86. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 812 en el dominio de la frecuencia.....	225
Figura 6.87. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812	225
Figura 6.88. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 812 en el dominio de la frecuencia	225
Figura 6.89. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956	226
Figura 6.90. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	226
Figura 6.91. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956.....	226
Figura 6.92. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	227
Figura 6.93. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956.....	227
Figura 6.94. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	227
Figura 6.95. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956	228
Figura 6.96. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	228
Figura 6.97. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956	228
Figura 6.98. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	229
Figura 6.99. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956.....	229

Figura 6.100. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	229
Figura 6.101. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956	230
Figura 6.102. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	230
Figura 6.103. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956	230
Figura 6.104. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	231
Figura 6.105. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956	231
Figura 6.106. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	231
Figura 6.107. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956.....	232
Figura 6.108. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	232
Figura 6.109. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956.....	232
Figura 6.110. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	233
Figura 6.111. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956	233
Figura 6.112. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	233
Figura 6.113. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956.....	234
Figura 6.114. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 956 en el dominio de la frecuencia.....	234
Figura 6.115. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956	234
Figura 6.116. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 956 en el dominio de la frecuencia	235
Figura 6.117. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503	235
Figura 6.118. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	235
Figura 6.119. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	236
Figura 6.120. Aceleración hastial E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	236
Figura 6.121. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	236
Figura 6.122. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	237
Figura 6.123. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503	237
Figura 6.124. Velocidad sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia	237
Figura 6.125. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	238
Figura 6.126. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	238
Figura 6.127. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503	238
Figura 6.128. Velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia	239
Figura 6.129. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	239
Figura 6.130. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	239
Figura 6.131. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503	240

Figura 6.132. Velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia	240
Figura 6.133. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503	240
Figura 6.134. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	241
Figura 6.135. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503.....	241
Figura 6.136. Aceleración sótano E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	241
Figura 6.137. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	242
Figura 6.138. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia	242
Figura 6.139. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503	242
Figura 6.140. Aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	243
Figura 6.141. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503.....	243
Figura 6.142. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D tren 1503 en el dominio de la frecuencia	243
Figura 6.143. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503	244
Figura 6.144. Aceleración 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% tren 1503 en el dominio de la frecuencia.....	244
Figura 6.145. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 818.....	246
Figura 6.146. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 818 en el dominio de la frecuencia	246
Figura 6.147. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 812.....	246
Figura 6.148. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 812 en el dominio de la frecuencia	247
Figura 6.149. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 956.....	247
Figura 6.150. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 956 en el dominio de la frecuencia	247
Figura 6.151. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 1503.....	248
Figura 6.152. Aceleración solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% tren 1503 en el dominio de la frecuencia	248
Figura 6.153. Modelo numérico 3D para caso tren 818 con carga cuasiestática.....	249
Figura 6.154. Comparativa aceleración solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D con carga cuasiestática tren 818.....	249
Figura 6.155. Comparativa aceleración 5° piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con carga cuasiestática tren 818.....	250
Figura 6.156. Comparativa velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con carga cuasiestática tren 818	250
Figura 6.157. Comparativa velocidad 5° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia tren 818.....	250
Figura 6.158. Comparativa velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con carga cuasiestática tren 818	251
Figura 6.159. Comparativa velocidad 7° piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia tren 818.....	251
Figura 6.160. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	252
Figura 6.161. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	252

Figura 6.162. Comparativa velocidad en sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	253
Figura 6.163. Comparativa velocidad en sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	253
Figura 6.164. Comparativa velocidad en 5º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	253
Figura 6.165. Comparativa velocidad en 5º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	254
Figura 6.166. Comparativa velocidad en 7º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	254
Figura 6.167. Comparativa velocidad en 7º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	254
Figura 6.168. Comparativa aceleración en sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	255
Figura 6.169. Comparativa aceleración en sótano E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	255
Figura 6.170. Comparativa aceleración en 5º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	255
Figura 6.171. Comparativa aceleración en 5º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	256
Figura 6.172. Comparativa aceleración en 7º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril tren 818	256
Figura 6.173. Comparativa aceleración en 7º piso E en deformaciones pequeñas modelo 3D con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia tren 818.....	256
Figura 6.174. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril	257
Figura 6.175. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia.....	258
Figura 6.176. Comparativa velocidad 5º piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril	258
Figura 6.177. Comparativa velocidad 5º piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia.....	258
Figura 6.178. Comparativa aceleración 5º piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril	259
Figura 6.179. Comparativa aceleración 5º piso E en deformaciones pequeñas carga reducida al 11.25% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril en el dominio de la frecuencia.....	259
Figura 6.180. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril con carga como desplazamientos impuestos tren 818.....	260
Figura 6.181. Comparativa aceleración en solera E en deformaciones pequeñas carga reducida al 35% con esfuerzo dinámico por irregularidades en carril con carga como desplazamientos impuestos en el dominio de la frecuencia tren 818	260
Figura 6.182. Esfuerzo total transmitido a la vía en función de la rigidez vertical de los apoyos para defecto en carril de longitud de onda 0.3144 y amplitud 2 mm	261
Figura 6.183. Modelo numérico 2D empleado para vía con taco más elastómero blando con detalle de apoyo.....	262
Figura 6.184. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	263
Figura 6.185. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	263

Figura 6.186. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	264
Figura 6.187. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	264
Figura 6.188. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática.....	265
Figura 6.189. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia	265
Figura 6.190. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática con medida real filtrada	266
Figura 6.191. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga como desplazamientos impuestos.....	266
Figura 6.192. Comparativa aceleración en taco caso 1 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga como desplazamientos impuestos en el dominio de la frecuencia	266
Figura 6.193. Modelo numérico 2D empleado para vía con taco más manta elástica con detalle de manta	268
Figura 6.194. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D.....	268
Figura 6.195. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	269
Figura 6.196. Comparativa aceleración vertical en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	269
Figura 6.197. Comparativa aceleración vertical en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	269
Figura 6.198. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	270
Figura 6.199. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	270
Figura 6.200. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	271
Figura 6.201. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia.....	271
Figura 6.202. Comparativa aceleración vertical en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	271
Figura 6.203. Comparativa aceleración vertical en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia	272
Figura 6.204. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	272
Figura 6.205. Comparativa aceleración horizontal en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática en el dominio de la frecuencia	272
Figura 6.206. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática con medida real filtrada	273
Figura 6.207. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga como desplazamientos impuestos	273
Figura 6.208. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga como desplazamientos impuestos en el dominio de la frecuencia.....	274
Figura 6.209. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud	275
Figura 6.210. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud en el dominio de la frecuencia	275

Figura 6.211. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud con carga como desplazamientos impuestos	275
Figura 6.212. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud con carga como desplazamientos impuestos en el dominio de la frecuencia	276
Figura 6.213. Modelo numérico 3D empleado para vía con taco más manta elástica con detalle de manta	276
Figura 6.214. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud	277
Figura 6.215. Comparativa aceleración en solera caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud en el dominio de la frecuencia	277
Figura 6.216. Comparativa aceleración en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud	278
Figura 6.217. Comparativa aceleración en hastial caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud en el dominio de la frecuencia	278
Figura 6.218. Comparativa aceleración en puntos situados en superficie caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud	279
Figura 6.219. Comparativa aceleración en puntos situados en superficie caso 2 del Metro de Madrid en modelo numérico 3D con irregularidad en carril de 0.3 mm de amplitud en el dominio de la frecuencia	279
Figura 6.220. Esfuerzo total transmitido a la vía en función de la rigidez vertical de los apoyos para defecto en carril de longitud de onda 0.167 y amplitud 0.3 mm	280
Figura 6.221. Sujeción VANGUARD (Pandrol)	280
Figura 6.222. Modelo numérico 2D empleado para vía con sujeción VANGUARD	281
Figura 6.223. Comparativa aceleración en taco caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	282
Figura 6.224. Comparativa aceleración en solera caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	282
Figura 6.225. Comparativa aceleración en hastial caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	282
Figura 6.226. Comparativa aceleración en taco caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	283
Figura 6.227. Comparativa aceleración en solera caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	284
Figura 6.228. Comparativa aceleración en hastial caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con carga cuasiestática	284
Figura 6.229. Comparativa aceleración en taco caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con desplazamiento impuesto	284
Figura 6.230. Comparativa aceleración en solera caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con desplazamiento impuesto	285
Figura 6.231. Comparativa aceleración en hastial caso 3 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D con desplazamiento impuesto	285
Figura 6.232. Sistema de placa adherizada o ADH (Railtech Sufetra)	286
Figura 6.233. Modelo numérico 2D empleado para vía con sistema ADH	286
Figura 6.234. Comparativa aceleración en taco caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	287
Figura 6.235. Comparativa aceleración en taco caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	287
Figura 6.236. Comparativa aceleración en solera caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	288
Figura 6.237. Comparativa aceleración en solera caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D en el dominio de la frecuencia	288
Figura 6.238. Comparativa aceleración en hastial caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	288
Figura 6.239. Comparativa aceleración en hastial caso 4 del Metro de Madrid en modelo numérico 2D	289
Figura 7.1. Modelo numérico 3D empleado para vía sin manta elástica	292

Figura 7.2. Comparativa aceleración en solera en modelos 3D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero	292
Figura 7.3. Comparativa aceleración en solera en modelos 3D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero en el dominio de la frecuencia.....	292
Figura 7.4. Comparativa aceleración en superficie de terreno en modelos 3D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero	293
Figura 7.5. Comparativa aceleración en superficie de terreno en modelos 3D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero en el dominio de la frecuencia.....	293
Figura 7.6. Modelo numérico 2D con taco más manta elástica para comparación con un sistema de taco más elastómero bajo apoyo	294
Figura 7.7. Comparativa aceleración en solera en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero	295
Figura 7.8. Comparativa aceleración en solera en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero en el dominio de la frecuencia.....	295
Figura 7.9. Comparativa aceleración en 5º piso en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero	295
Figura 7.10. Comparativa aceleración en 5º piso en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero en el dominio de la frecuencia.....	296
Figura 7.11. Comparativa aceleración en 7º piso en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero	296
Figura 7.12. Comparativa aceleración en 7º piso en modelos 2D en sistema de vía de taco más manta elástica y sistema de taco más elastómero en el dominio de la frecuencia.....	296
Figura 7.13. Modelo numérico 3D empleado para vía con manta elástica con rigidización de suelos en superficie.....	297
Figura 7.14. Comparativa aceleración en superficie de terreno en modelos 3D con rigidización de 2 metro de suelo en superficie.....	298
Figura 7.15. Comparativa aceleración en superficie de terreno en modelos 3D con rigidización de 2 metro de suelo en superficie en el dominio de la frecuencia	298
Figura 7.16. Modelo numérico 2D empleado para caso tren 818 del CEDEX con rigidización de suelos en superficie.....	299
Figura 7.17. Comparativa aceleración 5º piso por efecto rigidización de suelos bajo edificación	299
Figura 7.18. Comparativa aceleración 5º piso por efecto rigidización de suelos bajo edificación en el dominio de la frecuencia	299
Figura 7.19. Comparativa aceleración 7º piso por efecto rigidización de suelos bajo edificación	300
Figura 7.20. Comparativa aceleración 7º piso por efecto rigidización de suelos bajo edificación en el dominio de la frecuencia	300
Figura 7.21. Detalle modelo numérico con sustitución de 1 metro de suelo bajo túnel por otro más blando	301
Figura 7.22. Comparativa aceleración solera por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos.....	302
Figura 7.23. Comparativa aceleración solera por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos en el dominio de la frecuencia	302
Figura 7.24. Comparativa aceleración 5º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos.....	302
Figura 7.25. Comparativa aceleración 5º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos en el dominio de la frecuencia	303
Figura 7.26. Comparativa aceleración 7º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos.....	303

Figura 7.27. Comparativa aceleración 7º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más blandos en el dominio de la frecuencia	303
Figura 7.28. Comparativa aceleración solera por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos	304
Figura 7.29. Comparativa aceleración solera por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos en el dominio de la frecuencia	305
Figura 7.30. Comparativa aceleración 5º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos	305
Figura 7.31. Comparativa aceleración 5º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos en el dominio de la frecuencia	305
Figura 7.32. Comparativa aceleración 7º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos	306
Figura 7.33. Comparativa aceleración 7º piso por efecto sustitución de suelos bajo solera del túnel por suelos más rígidos en el dominio de la frecuencia	306

ABREVIATURAS

ADIF	Administrador de Infraestructuras Ferroviarias
BRE	Building Research Establishment
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
DIN	Deutsches Institut für Normung
EHE	Instrucción de Hormigón Estructural
ISO	International Organization for Standardization
MINTRA	Madrid Infraestructuras del Transporte
RD	Real Decreto
RENFE	Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles
SN	Swiss Association for Standardization
UPM	Universidad Politécnica de Madrid

Capítulo 1
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA

Es razonable afirmar que, en general, los sistemas de transporte ferroviario, tanto los que operan a nivel de la superficie como los subterráneos, son uno de los medios de transporte más seguros ambientalmente, debido a que sus niveles de contaminación y de incidencia espacial que requieren son bastante más reducidos en comparación con otras vías de comunicación de capacidad similar. Un problema que plantean los ferrocarriles son las vibraciones que generan, de especial interés en áreas urbanas por la molestia ocasionada y por la posibilidad de provocar desplazamientos en el terreno y la afección a los elementos propios de la vía. Las vibraciones provocadas por el paso ferroviario en túneles tienen su origen en las fuerzas dinámicas generadas en la zona de contacto entre la rueda y el carril, por las irregularidades en la vía y/o ruedas o simplemente por la variación del punto de aplicación de la carga ferroviaria (carga cuasi-estática). Estas fuerzas generan ondas que se transmiten desde el punto de aplicación hacia la superficie del terreno, ya sea siguiendo una trayectoria directa o variable mediante fenómenos de difracción (ver figura 1.1).

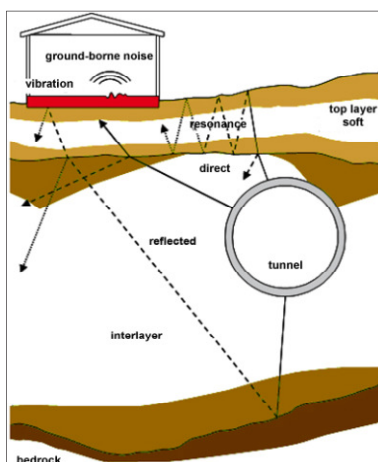


Figura 1.1. Propagación de ondas sísmicas desde un túnel (Steinhauser)

Hasta hoy día se han desarrollado diferentes modelos numéricos para el estudio de las vibraciones ferroviarias en túneles, donde prácticamente la totalidad de los mismos están formulados en el dominio de la frecuencia y mediante métodos de elementos de contorno o frontera, tanto en modelos numéricos 2D como en 3D. En la literatura técnica son casi inexistentes los modelos formulados en el dominio del tiempo con elementos finitos (o con otros esquemas como modelos de elementos de contorno), tanto mediante métodos explícitos (diferencias finitas) como con métodos implícitos. La razón de esta carencia es el coste computacional tan elevado que todavía tienen los modelos numéricos dinámicos formulados en el dominio del tiempo, pero es opinión del autor que los modelos numéricos dinámicos más avanzados, propios de un futuro cercano, serán formulados en

el dominio del tiempo, los cuales eliminan ciertas hipótesis de comportamiento elástico lineal que son imperativas en modelos frecuenciales y mediante los cuales es posible obtener la respuesta transitoria así como cambios en la presión de poro en medios saturados. El comportamiento elástico lineal de los diferentes materiales que intervienen en el problema aquí tratado es, en general, una hipótesis relativamente razonable pero en condiciones especiales puede no ser válida. Por otra parte, las vibraciones ferroviarias han sido estudiadas casi en exclusiva desde una perspectiva estructural echando en falta estudios o análisis geotécnicos que pueda aclarar la influencia e importancia de ciertos aspectos poco analizados hasta el momento.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Los principales objetivos de la presente tesis doctoral son **el desarrollo y estudio de aplicabilidad de modelos numéricos de elementos finitos formulados en el dominio del tiempo a problemas de vibraciones ferroviarias en túneles y un análisis de la influencia del comportamiento geotécnico del terreno en la transmisión de vibraciones.**

Además, y como objetivos también principales se destacan los siguientes:

- Estudio del grado de correlación entre los resultados numéricos obtenidos mediante modelos 2D en deformación plana y modelos 3D, con propuesta de una metodología para modelos 2D. Análisis de eficiencia computacional en modelos 3D y propuesta de un modelo simplificado.
- Influencia de aspectos numéricos en modelos de elementos finitos formulados en el dominio del tiempo.
- Discusión sobre el modelo de comportamiento del suelo más adecuado y su influencia en modelizaciones numéricas en problemas de vibraciones ferroviarias en túneles.
- Discusión sobre si los modelos numéricos 2D y 3D son capaces de arrojar resultados numéricos acordes con los medidos experimentalmente.
- Modelización numérica de diversas tipologías de vía en placa que son empleadas en Metro de Madrid y su validación experimental.
- Discusión y propuesta sobre posibles medidas para la reducción de vibraciones.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TEXTO

Esta tesis doctoral se divide en 8 capítulos principales que son los siguientes, con un pequeño resumen del contenido de los mismos:

- **Capítulo 2 “Metodología”:** se expone la metodología seguida para la realización y la consecución de los objetivos marcados en esta investigación.
- **Capítulo 3 “Estado del conocimiento”:** se recogen y resumen los estudios y aspectos más destacados o relevantes que son importantes dentro de esta investigación, recogidos de la literatura técnica.
- **Capítulo 4 “Modelización numérica”:** mediante un caso teórico no real se analiza la correlación encontrada entre modelos 3D y 2D, aparte de la realización de un análisis de sensibilidad de ciertos parámetros numéricos que son importantes en la modelización numérica planteada. Es propuesta una sencilla metodología para el estudio de vibraciones en modelos 2D y un modelo simplificado para modelos 3D.
- **Capítulo 5 “Análisis geotécnico”:** mediante un caso teórico no real son comparados los resultados numéricos al variar algunas propiedades geotécnicas y el modelo constitutivo que define el comportamiento del suelo, proponiendo y concluyendo su idoneidad y grado de aplicación, dentro de un contexto totalmente teórico.
- **Capítulo 6 “Validación experimental”:** son comparados los resultados obtenidos con el modelo numérico con medidas reales, todas ellas tomadas en la ciudad de Madrid, tanto en diferentes líneas de metro como en líneas de cercanías mediante el modelo numérico propuesto, analizando el grado de correlación entre medidas experimentales y resultados numéricos.
- **Capítulo 7 “Medidas para reducir vibraciones”:** son analizadas algunas posibles medidas para la reducción de vibraciones mediante los modelos numéricos 2D y 3D propuestos.
- **Capítulo 8 “Conclusiones y líneas de investigación futuras”:** son resumidas las principales conclusiones de esta investigación y propuestas líneas de investigación futuras.

Capítulo 2

METODOLOGÍA

2.1 DESARROLLO METODOLÓGICO

Para la consecución de los objetivos planteados se ha seguido una metodología cuyas etapas o fases principales son las siguientes:

Etapas 1:

Se ha procedido a la recopilación, análisis y revisión de la información bibliográfica existente relativa a la temática de estudio, integrada principalmente por artículos en revistas científicas, libros, tesis doctorales, ponencias en congresos científicos y normativas. Además se ha obtenido alguna información en páginas web de diferentes organismos y empresas relacionadas con vibraciones ferroviarias. Con esta información se ha planteado **el estado del conocimiento**.

Etapas 2:

Como segundo paso o hito se ha desarrollado el **modelo numérico 3D propuesto** y se ha comparado con un modelo 2D, con una **propuesta de estudio para modelos 2D**. Además se ha analizado la influencia de algunos aspectos numéricos que son importantes en la modelización numérica de vibraciones ferroviarias en túneles. Esto se ha realizado para un caso teórico no real dentro de un marco totalmente teórico.

Etapas 3:

Una vez expuesto el grado de correlación entre los modelos numéricos 2D y 3D propuestos, se ha realizado un estudio específico donde se ha analizado la posible **influencia de ciertos aspectos geotécnicos** importantes como: amortiguamiento, modelo de comportamiento del terreno, posición del nivel freático, módulo de elasticidad en función del nivel deformacional y profundidad del túnel. Se ha realizado sólo en modelos 2D y dentro de un marco teórico.

Etapas 4:

Esta fase se considera la más importante de esta tesis doctoral dado que corresponde con la **validación experimental** de los modelos numéricos 3D y 2D propuestos mediante comparación con casos reales, todos en la ciudad de Madrid, dentro de líneas de cercanías y de metro. Se han modelizado 8 casos reales mostrando la aplicabilidad del modelo numérico planteado y el grado de correlación entre resultados numéricos y medidas reales.

Etapas 5:

Se han estudiado algunas posibles **medidas para reducir vibraciones** usando los modelos numéricos 2D y 3D propuestos, analizando su eficacia. Se ha investigado la influencia de la rigidez vertical de la vía, la comparación entre diferentes sistemas de vía en placa y posibles actuaciones en el terreno.

Etapas 6:

Como último paso y para finalizar la investigación se han expuesto las **principales conclusiones** y recomendaciones para la modelización numérica de vibraciones ferroviarias en túneles y se han planteado **futuras líneas de investigación**.

Capítulo 3

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

3.1 PROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO

3.1.1 Introducción

Las vibraciones ocasionadas por el tráfico ferroviario en túneles se generan principalmente a causa del efecto de un tren de cargas de valor constante que se desplaza a una cierta velocidad (carga cuasi-estática), a las irregularidades de carril y rueda, y a la interacción dinámica entre vehículo, carril, túnel y suelo. Se resumen en los siguientes apartados las ondas sísmicas que son de interés para el análisis de las vibraciones generadas en el terreno por el paso ferroviario en túneles.

3.1.2 Ondas sísmicas en un espacio infinito

Para encontrar las ecuaciones del movimiento, considerando el suelo como un medio continuo 3-D, en un espacio infinito, en el cual se pretende estudiar el fenómeno de propagación de ondas sísmicas, y tomando un elemento infinitesimal de volumen sobre el que se plantea su equilibrio dinámico y realizando consideraciones de equilibrio, relaciones tensión-deformación y relaciones de desplazamiento-deformación, dentro de la teoría de la elasticidad, se pueden encontrar las dos ecuaciones siguientes (Díaz Rodríguez, 2005), (Kramer, 1996), (Braja et al., 2011), (Towhata, 2008):

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right) \cdot \Delta \bar{\epsilon} \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = \left(\frac{\mu}{\rho} \right) \cdot \Delta \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3.2)$$

La ecuación 3.1 es la ecuación de onda irrotacional o dilatacional. La onda de dilatación se propaga en el medio a una velocidad:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.3)$$

Donde λ, μ son las constantes de Lamé y ρ es la densidad del material del medio. Este tipo de ondas son comúnmente conocidas como ondas P (u ondas primarias) y provocan oscilación en las partículas en la dirección de propagación de la onda. La velocidad anterior puede ser expresada en función del módulo de elasticidad transversal o de corte G y el coeficiente de Poisson ν , como sigue:

$$v_p = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (3.4)$$

La ecuación 3.2 describe una onda equivolumétrica o distorsional de rotación sobre los ejes x, y, z (tres ecuaciones, una por dimensión). La ecuación de la velocidad es la siguiente:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.5)$$

Este tipo de onda es comúnmente conocida como ondas S (u ondas de corte o secundarias), provocando oscilación de las partículas en la dirección perpendicular a la de propagación de la onda. Las ondas S son a menudo clasificadas en dos tipos o descompuestas en dos componentes perpendiculares. Las ondas SH son ondas S donde el movimiento de la partícula ocurre solamente en un plano horizontal (Kramer, 1996). Las ondas SV son ondas S donde el movimiento de las partículas sucede en un plano vertical.

Se pueden comparar las velocidades de las dos ondas mediante la siguiente expresión:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{(2-2\nu)}{(1-2\nu)}} \quad (3.6)$$

Ambos tipos de ondas se conocen como ondas de cuerpo, cuya demostración de existencia se puede ver en Kramer (1996) o Ewing (1957). En la figura 3.1 se observa un esquema de las ondas de cuerpo anteriores, en cuanto a las deformaciones que provocan en el medio por el que se propagan.

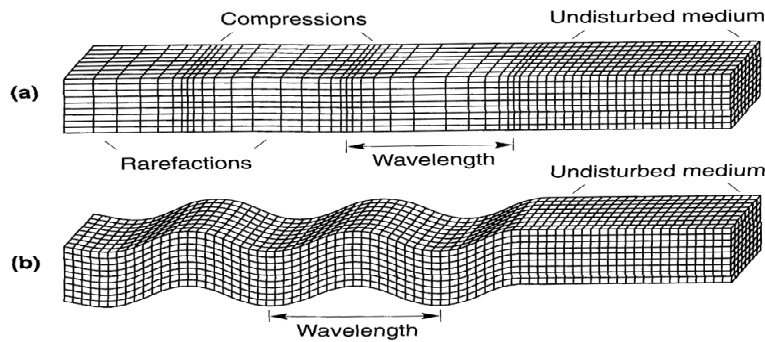


Figura 3.1. Deformaciones producidas por ondas de cuerpo: (a) ondas P; (b) ondas S (Kramer, 1996)

Las ecuaciones y lo expuesto anteriormente es válido para un medio elástico, homogéneo y seco. Dado que el suelo es un material compuesto de sólidos, agua y aire es de prever que las características de las ondas anteriores sean válidas sólo para un suelo seco. Sin embargo, en un suelo saturado existen algunas diferencias en cuanto a las ondas que pueden transmitirse o desarrollarse. El fenómeno ondulatorio en un medio saturado fue estudiado por Biot, que definió las siguientes 3 ondas (Woods et al., 1970):

- 2 ondas dilatacionales (ondas P)
 - o 1 onda de compresión transmitida a través del fluido
 - o 1 onda de compresión transmitida a través de la estructura elástica (esqueleto del suelo)
- 1 onda rotacional o distorsional (ondas S)
 - o Dado que el agua no tiene resistencia al corte, esta onda se propaga en el esqueleto sólido.

Algunos investigadores han referido las dos ondas dilatacionales como una onda en el fluido (transmitida a través del fluido) y otra onda a través del esqueleto sólido (Braja et al., 2011). No obstante, la onda rotacional lleva implícito un movimiento acoplado de la estructura elástica (esqueleto del suelo) y el fluido (Woods et al., 1970).

En la siguiente figura puede apreciarse la diferencia encontrada en la velocidad de la onda longitudinal del esqueleto sólido entre un suelo saturado y seco (Braja et al., 2011), en este caso particular para la arena de Ottawa.

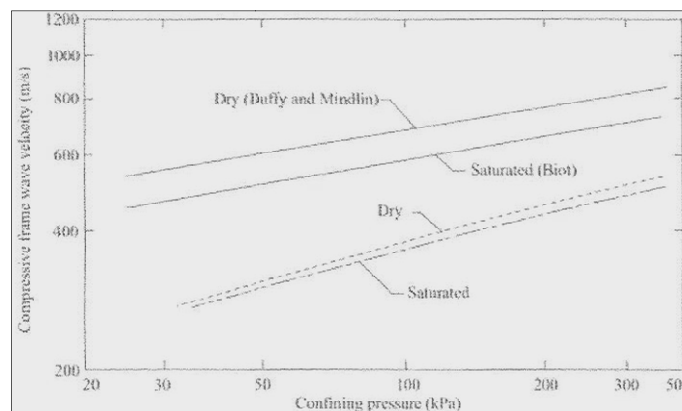


Figura 3.2. Comparación de la velocidad de onda longitudinal en el esqueleto sólido entre un suelo saturado y seco y desviación experimental respecto a valores teóricos (Braja et al., 2011)

En la siguiente figura puede apreciarse la diferencia encontrada en la velocidad de la onda de corte del esqueleto sólido entre un suelo saturado y seco (Braja et al., 2011), en este caso particular también para la arena de Ottawa.

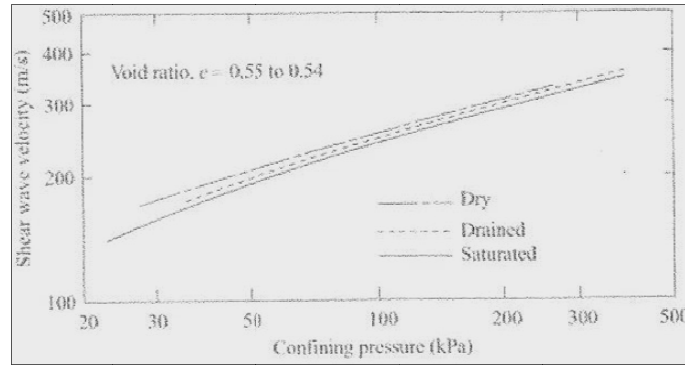


Figura 3.3. Variación de la velocidad de onda de corte con la presión de confinamiento (Braja et al., 2011)

La velocidad de la onda de compresión en el fluido (normalmente agua) puede ser expresada como sigue (Braja et al., 2011):

$$v_w = \sqrt{\frac{B_w}{\rho_w}} \quad (3.7)$$

Donde B_w es el módulo volumétrico del agua y ρ_w es la densidad del agua. Normalmente el valor v_w es del orden de 1.463 m/s (Braja et al., 2011).

De las figuras anteriores y según Woods et al. (1970) puede deducirse lo siguiente:

- En un suelo saturado tanto las ondas de corte como las ondas de compresión se desplazan un poco más lentas debido al peso del agua.
- En un medio parcialmente saturado las ondas de corte se desplazan con un valor de celeridad que varía entre los valores de medio seco y saturado.
- No existe apenas diferencia entre velocidades en suelos secos, parcialmente saturados y saturados, y las diferencias encontradas pueden explicarse simplemente desde la variación del peso específico del terreno debido a cambios en el grado de saturación.

La posición y propiedades geotécnicas de las capas del terreno influyen considerablemente en las características de la propagación de las ondas del sistema túnel-terreno. En el nivel freático, la velocidad de propagación de las ondas P aumenta fuertemente, mientras que la velocidad de propagación de las ondas S sigue siendo prácticamente igual. En este sentido, el nivel freático refleja las ondas P y permite que las ondas S pasen casi sin cambios (Unterberger et al., 1997). Estas conclusiones son debidas al comportamiento a corto plazo del terreno durante el fenómeno ondulatorio.

3.1.3 Ondas en un medio semi-infinito

Dos tipos de ondas superficiales son de primera importancia en problemas de ingeniería sísmica y vibraciones. Una de ellas son las **ondas Rayleigh**, que pueden existir en un semi-espacio homogéneo y elástico. Las segundas ondas superficiales son las **ondas Love**, que requieren para su existencia una capa superficial de menor velocidad de onda S respecto al semi-espacio subyacente. Existen otros tipos de ondas superficiales pero son mucho menos significativas desde el punto de vista de la ingeniería sísmica (Kramer, 1996). Este tipo de ondas son mucho más importantes en trenes que circulan en superficie respecto de los que lo hacen en túneles.

3.1.3.1 Ondas Rayleigh

Las ondas que existen cerca de la superficie de un medio homogéneo elástico y semi-infinito fueron primeramente estudiadas por Rayleigh y son conocidas como Ondas Rayleigh (Díaz Rodríguez, 2005), (Kramer, 1996), (Braja et al., 2011), (Towhata, 2008).

Para describir estas ondas, se considera un plano de onda que viaja en la dirección x con desplazamiento cero en la dirección y ($v=0$). La dirección z es tomada como positiva hacia abajo y todos los movimientos de las partículas ocurren en el plano x - z (ver figura 3.4).

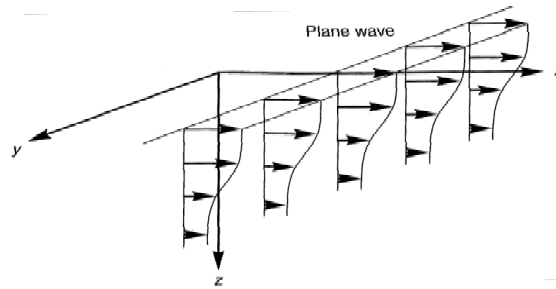


Figura 3.4. Movimiento inducido por una onda Rayleigh que se propaga en la dirección x . El movimiento de la onda no varía en la dirección y (Kramer, 1996)

Dos funciones de potencial, Φ y ψ , pueden ser definidas para describir los desplazamientos en las direcciones x , z .

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad w = \frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (3.8)$$

Usando dichas funciones de potencial es posible separar los efectos de dilatación y rotación. Por lo tanto, las ondas Rayleigh pueden ser concebidas como una combinación de ondas P y S (en este caso ondas S verticales (SV)) que satisfacen las condiciones de

contorno. De esta forma resultan las siguientes ecuaciones de ondas (Kramer, 1996), (Braja et al., 2011):

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right) \cdot \Delta \phi \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = \left(\frac{\mu}{\rho} \right) \cdot \Delta \psi \quad (3.10)$$

Donde se observa que la velocidad de las ondas P y S, en la que pueden ser descompuestas las ondas Rayleigh, coinciden con las expresiones encontradas para las mismas en un medio infinito. El movimiento de la partícula próxima a la superficie del semi-espacio, provocado por la propagación de ondas Rayleigh, es en forma de elipse retrógrada. La naturaleza general del movimiento de las ondas Rayleigh es mostrada en la siguiente figura.

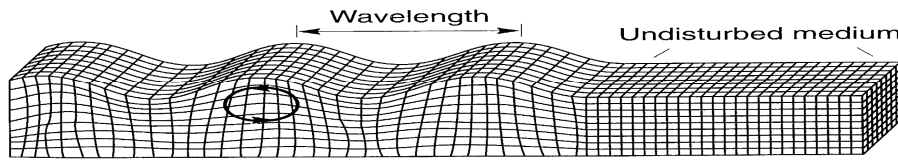


Figura 3.5. Deformaciones producidas por ondas Rayleigh (Kramer, 1996)

La velocidad de las ondas Rayleigh es de interés en la ingeniería sísmica y en problemas de vibraciones, como pueden ser, las transmitidas por el tráfico ferroviario. Estas ondas son a menudo generadas mecánicamente y sus velocidades son medidas en campo para investigar la rigidez de suelos superficiales. En la siguiente figura puede encontrarse la relación de la velocidad de las ondas Rayleigh en función del coeficiente de Poisson y la velocidad de las ondas S:

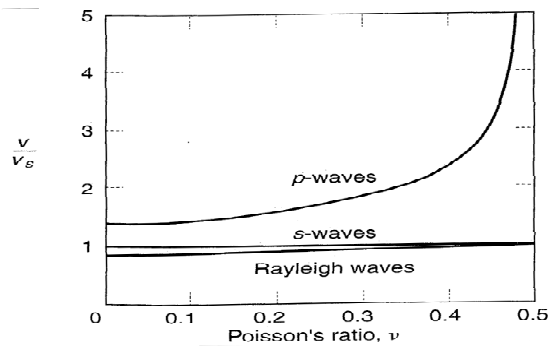


Figura 3.6. Variación de las velocidades de las ondas Rayleigh y ondas P con el coeficiente de Poisson (Kramer, 1996)

La profundidad en la que las ondas Rayleigh inducen movimientos significativos es inversamente proporcional a la frecuencia de la onda. Las ondas Rayleigh de baja frecuencia pueden producir movimientos en las partículas a grandes profundidades, pero los movimientos producidos por ondas Rayleigh de altas frecuencias son confinados a profundidades superficiales (Díaz Rodríguez, 2005), (Kramer, 1996). En la siguiente figura se muestran los desplazamientos verticales y horizontales de ondas Rayleigh mostrando lo expuesto anteriormente:

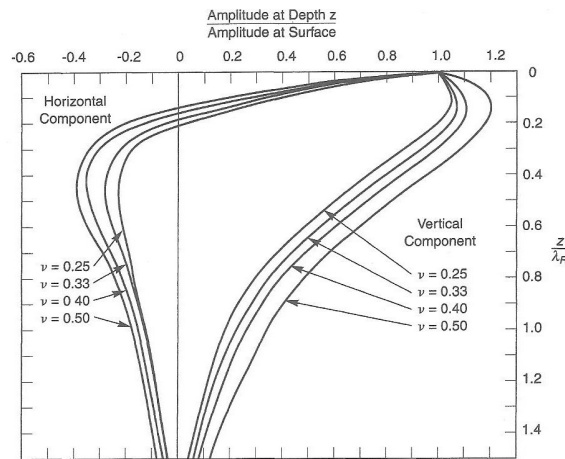


Figura 3.7. Movimiento horizontal y vertical de ondas Rayleigh. Una amplitud negativa indica que el desplazamiento es en la dirección opuesta del desplazamiento de la superficie (Kramer, 1996)

3.1.3.2 Ondas Love

La existencia de este tipo de ondas requiere la existencia de una capa de suelo superficial con menor velocidad de onda, es decir, un estrato “más blando”. Dichas ondas consisten básicamente en ondas S horizontales (SH) que quedan atrapadas por múltiples reflexiones con la capa superficial (Kramer, 1996), (Towhata, 2008). La naturaleza general del desplazamiento de la onda Love se muestra en la siguiente figura:

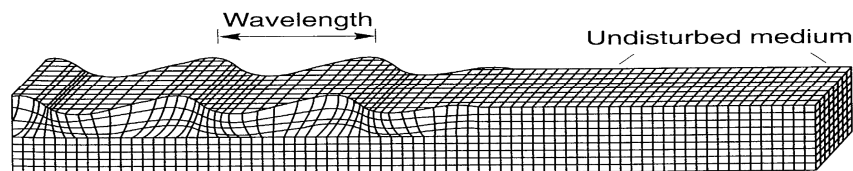


Figura 3.8. Deformaciones producidas por ondas Love (Kramer, 1996)

La velocidad de las ondas Love se puede obtener mediante la siguiente expresión (Kramer, 1996):

$$\tan\left(\omega H \left(\frac{1}{v_{s1}^2} - \frac{1}{v_L^2}\right)^{1/2}\right) = \frac{G_2}{G_1} \cdot \frac{\sqrt{1/v_L^2 - 1/v_{s2}^2}}{\sqrt{1/v_{s1}^2 - 1/v_L^2}} \quad (3.11)$$

Donde ω es la frecuencia angular de la onda, H es el espesor de la capa blanda, v_{s1} , v_L , v_{s2} son las velocidades de las ondas S en la capa blanda, de la onda Love y de la onda S en el semi-espacio respectivamente, y G_1 y G_2 son los módulos de elasticidad transversal en la capa blanda y en el semi-espacio, respectivamente.

En la figura 3.9 se muestra la variación de la velocidad de la onda Love en función del valor de la frecuencia.

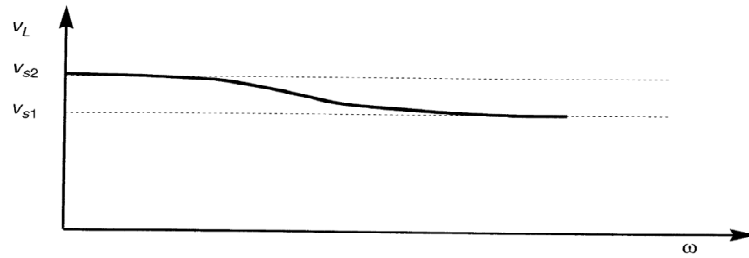


Figura 3.9. Variación de la velocidad de la onda Love con la frecuencia de la onda (Kramer, 1996)

Que indica que el rango de la velocidad de las ondas Love varía desde la velocidad de las ondas S en el semi-espacio (con muy bajas frecuencias) a la velocidad de las ondas S en la capa superficial (con muy altas frecuencias). Esta dependencia de la frecuencia indica que las ondas Love son dispersivas (Kramer, 1996), (Towhata, 2008).

La amplitud de desplazamiento de la onda varía sinusoidalmente con la profundidad en la capa superficial y decrece exponencialmente con la profundidad en el subyacente semi-espacio (ver figura 3.10).

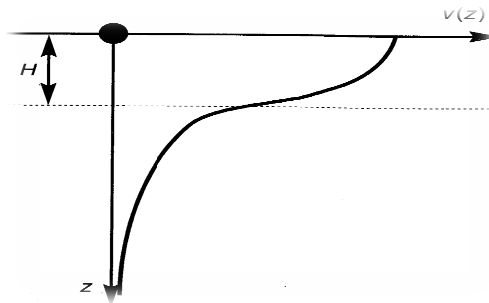


Figura 3.10. Variación de amplitud del desplazamiento de la partícula con una profundidad para ondas Love (Kramer, 1996)

3.1.4 Ondas en un medio estratificado

Todos los conceptos expuestos hasta el momento han de ser ligeramente modificados cuando las ondas viajan por un medio estratificado, debido a que al alcanzar el contacto entre cualquiera de los estratos, la diferencia de propiedades entre los mismos hace que la onda experimente un fenómeno de difracción (reflexión y/o refracción). Sin embargo, éste no es el único motivo por el que un tren de ondas puede sufrir difracción, ya también puede ocurrir cuando las ondas alcanzan un contacto suelo-estructura (por ejemplo: suelo-revestimiento de un túnel), o bien cuando alcanzan una cavidad sin revestir.

Dada la complejidad del problema, resulta impracticable un estudio en el que se sigan las trayectorias de los frentes de onda estudiando las reflexiones y refracciones, pues éstas, a su vez, pueden interaccionar con otras ondas produciéndose interferencias (constructivas o destructivas) (Kramer, 1996). Una útil herramienta para un estudio simplificado de estos fenómenos es el ratio de impedancia, cuya expresión es la siguiente:

$$\alpha_z = \frac{\rho_2 v_2}{\rho_1 v_1} \quad (3.12)$$

Las amplitudes de los desplazamientos y tensiones relativas de las ondas transmitidas y reflejadas en bordes con varios ratios de impedancias diferentes son ilustradas en la siguiente tabla:

Tabla 3.1. Influencia del ratio de impedancia en las amplitudes del desplazamiento y tensión en ondas reflejadas y refractadas (Kramer, 1996)

Impedance Ratio, α_z	Displacement Amplitudes			Stress Amplitudes		
	Incident	Reflected	Transmitted	Incident	Reflected	Transmitted
0	A_i	A_i	$2A_i$	σ_i	$-\sigma_i$	0
$\frac{1}{4}$	A_i	$3A_i/5$	$8A_i/5$	σ_i	$-3\sigma_i/5$	$2\sigma_i/5$
$\frac{1}{2}$	A_i	$A_i/3$	$4A_i/3$	σ_i	$-\sigma_i/3$	$2\sigma_i/3$
1	A_i	0	A_i	σ_i	0	σ_i
2	A_i	$-A_i/3$	$2A_i/3$	σ_i	$\sigma_i/3$	$4\sigma_i/3$
4	A_i	$-3A_i/5$	$2A_i/5$	σ_i	$3\sigma_i/5$	$8\sigma_i/5$
∞	A_i	$-A_i$	0	σ_i	σ_i	$2\sigma_i$

3.1.5 Amortiguamiento de ondas

Las secciones precedentes han considerado sólo la propagación de ondas en materiales elástico-lineales. En este tipo de materiales las ondas de tensión viajan indefinidamente sin cambiar de amplitud. Sin embargo, este tipo de comportamiento no puede ocurrir en materiales reales. Las amplitudes de ondas de tensión en materiales reales, tales como

aquellas que comprimen el suelo, se atenúan con la distancia. Esta atenuación puede ser atribuida a dos mecanismos, uno que implica a los materiales que atraviesan las ondas en su propagación y, por otra parte, la geometría del problema de la propagación de la onda.

3.1.5.1 Amortiguamiento del material

Existen, en la literatura técnica, varios tipos o modelos para representar el amortiguamiento de un suelo que son resumidos a continuación:

- Amortiguamiento visco-elástico

En materiales reales, parte de la energía elástica de una onda que se propaga es siempre convertida en calor. La conversión va acompañada por una disminución en la amplitud de la onda. El amortiguamiento viscoso es a menudo utilizado para representar la disipación de la energía elástica. Para la propuesta de propagación de onda visco-elástica, los suelos son usualmente representados como sólidos Kelvin-Voigt (materiales cuya resistencia a la deformación por corte es la suma de un parte elástica y otra viscosa). Un elemento delgado de un sólido Kelvin-Voigt es mostrado en la siguiente figura:

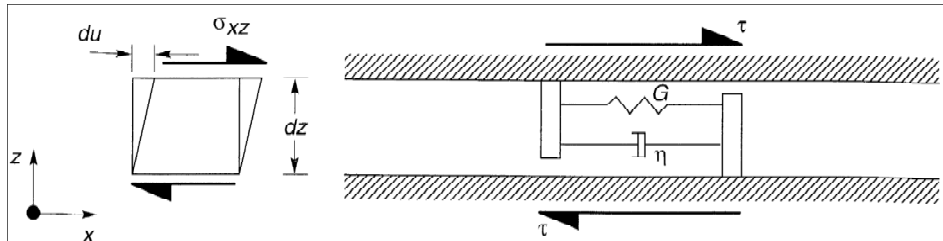


Figura 3.11. Elemento diferencial de un sólido Kelvin-Voigt sometido a una tensión tangencial horizontal (Kramer, 1996)

La relación tensión-deformación para un sólido Kelvin-Voigt en cortante puede ser expresada como:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (3.13)$$

Donde η es la viscosidad del material. Para una deformación tangencial armónica, el coeficiente de amortiguamiento puede expresarse:

$$\xi = \frac{\eta\omega}{2G} \quad (3.14)$$

Donde ω es la frecuencia de la deformación tangencial. La expresión anterior indica que el amortiguamiento depende de la frecuencia de la carga. En suelos, sin embargo, la disipación de energía elástica se produce por histéresis, es decir, por deslizamiento y/o fricción de unos granos con respecto a otros (Kramer, 1996), (Verruijt, 2010), (Van Baars).

Puede concluirse que los modelos de amortiguamiento visco-elástico no representan de manera rigurosa el comportamiento amortiguador de un suelo, aunque ha sido y es usado habitualmente debido a su sencillez matemática y a que en modelos y casos genéricos produce resultados con un aceptable grado de exactitud.

- **Amortiguamiento Rayleigh**

Este tipo de amortiguamiento es muy aplicado en el ámbito de la ingeniería práctica, aunque presenta el gran inconveniente de reducir los pasos temporales de integración numérica por criterios de estabilidad numérica, lo que puede ocasionar tiempos de simulación excesivos (Itasca Consulting Group, 2002). Se define mediante una matriz de amortiguamiento proporcional a una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez, garantizando la ortogonalidad de los modos propios de vibración del sistema, y no introduciendo ningún modo adicional (Plaxis, 2011).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.15)$$

Los coeficientes α y β , se calculan definiendo la fracción de amortiguamiento crítico ξ , a dos frecuencias prefijadas (ω_i) que definen un rango (Plaxis, 2011).

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.16)$$

La elección ξ_i , así como el rango de frecuencias, es muy arbitrario, por lo que se recomienda un rango en el que estén comprendidas las de excitación y las fundamentales del sistema. Sin embargo, cuanto mayor es el rango, y/o cuanto mayor es ξ_i , mayor es el coeficiente β , y el paso temporal de integración se reduce (Itasca Consulting Group, 2002), con lo que los tiempos de cálculo se incrementan.

El parámetro α es una parte del amortiguamiento proporcional a la matriz de masa y β es el amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez. De la ecuación 3.16 se desprende que el coeficiente de amortiguamiento es inversamente proporcional a la frecuencia para

el término proporcional a la matriz de masa mientras que es directamente proporcional a la frecuencia para el término de proporción de la rigidez (Clough et al., 2003). En la siguiente figura se muestra con claridad lo anterior.

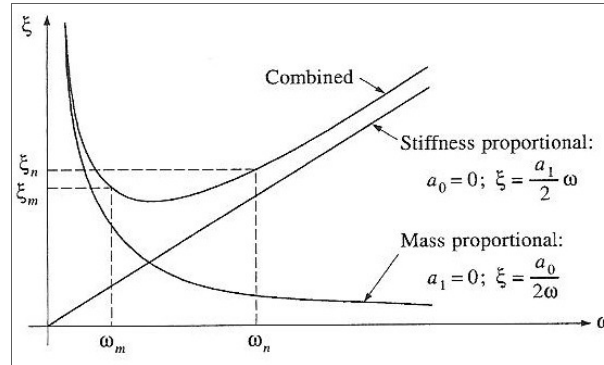


Figura 3.12. Relación entre coeficiente de amortiguamiento Rayleigh y frecuencia (Clough et al., 2003)

En la formulación de este tipo de amortiguamiento en modelos de elementos finitos, la frecuencia con la que se aplica el coeficiente de amortiguamiento debe elegirse con cuidado y realizar análisis de sensibilidad en dicho valor, ya que ciertos valores usados tradicionalmente pueden sobreestimar la aceleración de pico (Amorosi et al., 2010). Si el rango de frecuencias elegido es amplio, el amortiguamiento será pequeño entre los límites inferior y superior de dicho rango. En diversas publicaciones, se afirma de una forma clara que en las proximidades del túnel, el amortiguamiento del terreno tiene una influencia menor en los resultados, pero conforme aumenta la distancia al mismo, la influencia puede ser muy importante (Gardien et al., 2003).

Se trata, por tanto, de un amortiguamiento proporcional a la velocidad de sollicitación, mientras que en los materiales de tipo geológico se ha observado una mayor dependencia del amortiguamiento con la deformación y con la pérdida de energía elástica por histéresis (Kramer, 1996), (Verruijt, 2010), (Van Baars), cuya razón principal es que las deformaciones plásticas que ocurren en suelos bajo cargas cíclicas son independientes de la frecuencia de la carga (Verruijt, 2010).

- **Amortiguamiento histerético lineal e histerético no lineal**

Una alternativa a los problemas que presentan los tipos de amortiguamiento anteriores, es el amortiguamiento histerético lineal, en el cual se excluye la dependencia de la velocidad de sollicitación, para hacerle dependiente de la deformación. La forma más simple de implementar este tipo de amortiguamiento es mediante la adición de un término complejo a la matriz de rigidez (Kramer, 1996), (Wolf et al., 1998), (Verruijt, 2010), (Towhata, 2008), definiendo así uno de tipo lineal (linealidad entre tensiones y

deformaciones).

$$[K]_D = [K](1 + 2i\xi) \quad (3.17)$$

Siendo ξ el amortiguamiento interno del sistema, definido por la ecuación 3.18 como la fracción normalizada de energía disipada en un ciclo de vibración, respecto de la energía elástica que es capaz de almacenar.

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{W_{disipado}}{W_{elástico}} = \frac{1}{4\pi} \frac{\oint \tau d\gamma}{\left(\frac{1}{2}G \cdot \gamma_c^2\right)} \quad (3.18)$$

$\gamma_c = \text{deformación tangencial máxima del ciclo}$

El comportamiento del sistema con este tipo de amortiguamiento, sigue una relación lineal, pero la energía disipada en cada ciclo sería el área encerrada por la elipse (ver figura 3.13).

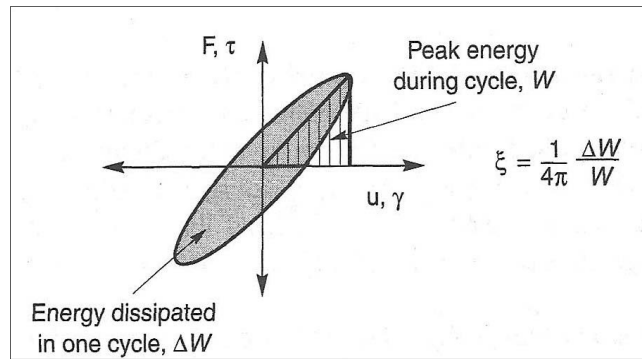


Figura 3.13. Ciclo de histéresis equivalente para un amortiguamiento de tipo histerético-lineal (Kramer, 1996)

Gráficamente y en términos energéticos, este amortiguamiento se asimila como un ciclo de histéresis elíptico (figura 3.13), siendo la energía disipada en cada ciclo el área del mismo, por tanto, no importa lo rápido que se describa la elipse, es decir, no depende de la velocidad de sollicitación y, por tanto, tampoco de la frecuencia, pero sí que depende de:

- *Rigidez:* aunque la relación tensión deformación es lineal, la rigidez influye en que cuanto menor sea ésta, las deformaciones son mayores.
- *Amortiguamiento:* cuanto mayor sea la cuantía de amortiguamiento incluida, mayor es el semieje menor.

Sin embargo, esta linealidad en un suelo, solamente puede ser asumida con certeza para deformaciones máximas de 10^{-5} ($10^{-3} \%$) (Díaz Rodríguez, 2005), (Seed et al., 1970)- 10^{-4} ($10^{-2} \%$) (Van Baars), mientras que en problemas de vibraciones ferroviarias, pueden

alcanzarse deformaciones de hasta 10^{-2} (1%) (Alves Costa et al., 2010) en suelos muy blandos, lo cual puede desviar los resultados respecto al comportamiento real de un suelo, pero este tipo de amortiguamiento representa con bastante exactitud el amortiguamiento interno que tiene lugar en un suelo en condiciones dinámicas.

Otra forma de expresar un amortiguamiento histerético es dada por Verruijt (2010) que es presentado considerando la ecuación básica de un sistema unidimensional de una masa que es dada por la siguiente expresión:

$$m \frac{d^2u}{dt^2} + c \frac{du}{dt} + ku = F(t) \quad (3.19)$$

Donde c es amortiguamiento viscoso.

En el caso particular de que la fuerza de vibración sea de tipo sinusoidal:

$$F(t) = F_0 \cos(\omega t) \quad (3.20)$$

La respuesta del sistema puede ser obtenida escribiendo:

$$u = R\{U \cdot \exp(i\omega t)\} \quad (3.21)$$

Donde U puede ser una función compleja. Sustituyendo esta solución en la ecuación 3.19 se obtiene:

$$(k + ic\omega - m\omega^2)U = F_0 \quad (3.22)$$

En un sistema con amortiguamiento viscoso el coeficiente de amortiguamiento se escribe:

$$2\xi = \frac{c}{m\omega_0} = \frac{c\omega_0}{k} = \frac{c}{\sqrt{km}} \quad (3.23)$$

Donde

$$\omega_0 = \sqrt{k/m} \quad (3.24)$$

Es la frecuencia natural (o propia) del sistema no amortiguado. Esto significa que el

amortiguamiento depende de la frecuencia. Si por el contrario se considera que:

$$\frac{cw}{k} = \textit{constante} \quad (3.25)$$

El valor del ratio de amortiguamiento es ahora expresado por:

$$2\xi_h = \frac{cw}{k} \quad (3.26)$$

Siendo w la frecuencia de la fuerza excitadora.

Esta solución implica que la amplitud del desplazamiento es independiente de la frecuencia, por lo que el sistema es independiente de la velocidad de carga y descarga. Por esta razón, un amortiguamiento histerético parece ser más adecuado y real para suelos (especialmente en medios granulares) que un amortiguamiento de tipo viscoso (Verruijt, 2010).

Por otro lado, un amortiguamiento histerético no-lineal, solventa el inconveniente anteriormente citado (linealidad tensión-deformación), mediante la implementación de una no-linealidad a partir de ciertas deformaciones, incorporando además implícitamente, un amortiguamiento también de tipo histerético. Este tipo de amortiguamiento, a diferencia del histerético-lineal se define de manera implícita mediante los modelos de comportamiento dinámicos del terreno tipo Masing que son expuestos en el apartado 3.2.3.2 y en el apartado 3.2.3.3 dentro de la descripción del modelo de comportamiento “Hardening” con rigidez en pequeñas deformaciones.

3.1.5.2 Amortiguamiento geométrico

Dentro de los mecanismos de amortiguamiento, existe lo que se denomina radiación del amortiguamiento o amortiguamiento geométrico, que es debido a la difusión de energía en un volumen más grande de material, aunque la energía elástica es conservada pero “repartida” en un volumen mayor de material. Cuando la energía de vibración es liberada desde un punto por debajo de la superficie del terreno, las ondas de cuerpo viajan hacia afuera de la fuente en todas las direcciones, ya que las ondas sísmicas son esféricas. Si la fuente de vibración puede ser representada como un punto, los frentes de ondas serán esféricos y el análisis anterior puede ser fácilmente entendido para mostrar que la atenuación geométrica causa descensos de la amplitud en las ondas de cuerpo en un igual a $1/r$ (Kramer, 1996).

Puede también mostrarse que la atenuación geométrica de ondas superficiales causa que sus amplitudes decrezcan en un ratio igual a $1/\sqrt{r}$ (Kramer, 1996), implicando que las ondas superficiales se atenúen geométricamente menos que las ondas de cuerpo. Esto explica la mayor proporción de ondas superficiales de movimiento que se observa con frecuencia en diferentes distancias desde la fuente.

3.1.6 Propagación de ondas mediante métodos de elementos finitos

3.1.6.1 Introducción

Al evaluar varios métodos de modelado elástico directo es evidente que los métodos analíticos no son efectivos, pues están restringidos a geometrías simples con estructuras homogéneas. Por el contrario, los métodos numéricos (Diferencias Finitas, Elementos Finitos, etc.) logran la precisión matemática deseada, permitiendo una dependencia espacial arbitraria en las propiedades de los materiales (Seron et al., 1990). En esta tesis doctoral, se ha considerado el Método de los Elementos Finitos (MEF) para la solución de las ecuaciones completas de ondas elásticas. La ventaja principal del uso del MEF es su versatilidad para ajustarse a las características de cada problema: en particular, permite el uso de mallas no uniformes con elementos de tamaño característico, geometría y orden de aproximación variables. De este modo es posible conseguir la precisión deseada en las diferentes regiones del dominio de integración e incorporar simultáneamente, de modo simple, condiciones de contorno definidas en geometrías complejas.

3.1.6.2 Tamaño de elemento finito

Un aspecto importante de aplicación del MEF a la propagación de ondas en el terreno es el modelado de la malla. En análisis de vibraciones del tren, frecuencias de más de 100 Hz pueden ser comunes, con valores de hasta 250 Hz observados en caso de trenes de alta velocidad (Unterberger et al., 1997). La velocidad de propagación de ondas de corte en capas superficiales sedimentarias puede ser 200 m/s y menos. La malla empleada para predicciones y estudios numéricos debe ser compatible con la longitud de onda esperada en la propagación de las vibraciones en el terreno. El tamaño de la malla es función de la frecuencia y la velocidad de propagación de la onda. Una recomendación es dada por Unterberg et al. (1997) y para los datos expresados anteriormente resulta una malla como se muestra en la siguiente figura.

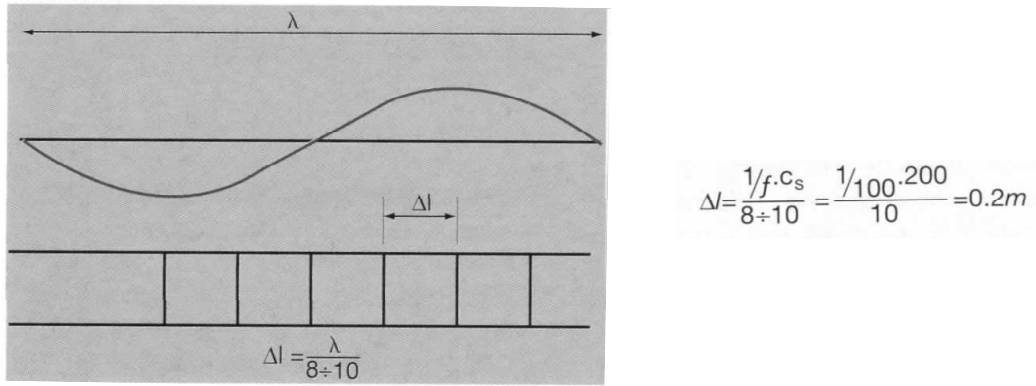


Figura 3.14. Requisitos en la discretización de mallas (Unterberger et al., 1997)

Otra consideración es dada en Plaxis (2011) donde la longitud de onda es calculada según la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\sqrt{v_s^2 + v_p^2}}{n} \quad (3.27)$$

Donde n es la máxima frecuencia de excitación. Y el criterio dado aquí, para el mínimo tamaño del elemento es asumir 10 nodos por longitud de onda. Todos los estudios y publicaciones encontrados sobre esta cuestión están de acuerdo en este criterio, variando el número de nodos entre 6 y 10 por longitud de onda. Es lógico pensar y concluir que una malla con más nodos (10 por longitud de onda) proporcionará resultados numéricamente más exactos, a costa de una menor eficiencia computacional, mientras que el uso de 6 nodos por longitud de onda resultará más inexacto pero con un menor de tiempo de cálculo. Hatzigeorgiou et al. (2010) recomiendan el empleo de 6-12 elementos por longitud de onda. Con el objeto de minimizar el esfuerzo computacional, estos investigadores han usado 6 elementos por longitud de onda para el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura en túneles.

El criterio de propagación de onda no es sólo restrictivo por el tamaño de la malla en el terreno. Si algunas estructuras, tales como revestimientos de hormigón del túnel se modelan mediante elementos continuos, una cierta cantidad de elementos se requieren para el mismo. Un requisito mínimo es de 3 a 4 elementos, con una precisión en notable aumento con mayores niveles de densidad de malla (Unterberger et al., 1997). Clouteau et al. (2005) emplean 3 elementos en el revestimiento del túnel.

3.1.6.3 Tiempo de paso

Mientras el tamaño del elemento es determinado por la menor velocidad de onda de corte

en un determinado estrato, el tiempo de paso de cálculo es determinado por la máxima velocidad de la onda P en el elemento más pequeño de la malla (Unterberger et al., 1997). Métodos explícitos tienen un tiempo de paso estable máximo, con una solución divergente si es excedido. En el contexto especial de análisis de la vibración del tren, esto lleva al problema de que un elemento pequeño, rígido en el revestimiento del túnel, por lo general, determina el paso de tiempo para la malla entera, mientras que los grandes elementos de la masa alrededor de suelo o roca se puede ejecutar en un significativamente mayor tiempo de paso (Unterberger et al., 1997). Cuando se realizan análisis en el dominio del tiempo, si el tiempo de paso es demasiado grande, la solución proporcionará desviaciones sustanciales y la respuesta calculada será poco exacta. El paso de tiempo crítico depende de la máxima frecuencia y del tamaño de malla. La siguiente expresión puede ser usada para un elemento genérico (Plaxis, 2011):

$$\Delta t_{critico} = \frac{I_e}{\alpha \cdot \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \cdot \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}} \quad (3.28)$$

Los términos B y S denotan la dimensión mayor del elemento finito y la superficie del mismo. En el denominador, la primera raíz representa la velocidad de una onda de compresión. El factor α depende del tipo de elemento considerado: elemento de 6 nodos o de 15 nodos en casos 2D, por ejemplo. En un modelo de elementos finitos, el paso de tiempo crítico es igual al mínimo valor de paso tiempo. Éste es elegido para asegurar que una onda no se mueva durante una unidad de paso de tiempo una distancia superior a la mínima dimensión de un elemento (Plaxis, 2011).

3.1.6.4 Integración numérica en el dominio del tiempo

En dinámica de suelos la ecuación básica del movimiento es la siguiente (Plaxis, 2011):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (3.29)$$

Donde M, C y K son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez y F es el vector de carga. Los puntos sobre la letra u denotan: aceleración (2 puntos), velocidad (1 punto) y desplazamiento (sin punto).

Cuando la carga o fuerza F es una función matemática sencilla, la ecuación anterior (o el sistema de ecuaciones resultante) es fácil de resolver mediante procedimientos numéricos de resolución de ecuaciones diferenciales. En cambio, la respuesta para una solicitación

arbitraria puede ser calculada mediante el método de convolución y un caso particular muy habitual en dinámica de suelos es la integral de Duhamel. Sin embargo, el trabajo requerido para la misma es excesivo por lo que el cálculo de respuesta es calculado mediante procedimientos numéricos (Díaz Rodríguez, 2005).

Los métodos más habituales y empleados son los denominados métodos de integración directa, que son fáciles y rápidos de implementar, que están basados en las siguientes reglas (Díaz Rodríguez, 2005):

- Se satisface el equilibrio únicamente en puntos discretos a intervalos Δt , denominado paso de integración.
- Se supone conocida la variación, en dicho intervalo, de desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Los métodos de integración directa más comunes son: diferencias centrales, de Wilson, β de Newmark, de Hilbert y de Argyris, (Díaz Rodríguez, 2005), (Bathe, 1982). Quizás el más extendido es el método β de Newmark y es el implementado en código PLAXIS. Dado que esta tesis se desarrolla con el software PLAXIS se describe a continuación lo más relevante de dicho método.

En la modelización numérica de efectos dinámicos, la formulación de integración del tiempo constituye un importante factor para la estabilidad y precisión del proceso de cálculo. En Plaxis (2011) el esquema de integración del tiempo es implícito, que aunque sea más complejo de formular que un esquema de tipo explícito, produce un proceso de cálculo más estable y, normalmente, con una solución de mayor precisión numérica. Con el método β de Newmark implícito, el desplazamiento y la velocidad en un punto cualquiera pueden expresarse como sigue (Plaxis, 2011), (Towhata, 2008), (Bathe, 1982):

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (3.30)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (3.31)$$

Los parámetros α y β determinan la precisión del tiempo de integración numérica. Las condiciones que deben cumplir estos parámetros para obtener una solución estable son (Plaxis, 2011), (Towhata, 2008):

$$\beta \geq 0,5 \quad \alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta \right)^2 \quad (3.32)$$

Towhata (2008) expone que es preferible la combinación de parámetros $\alpha=0,25$ y $\beta=0,5$ ya que provoca que el análisis sea incondicionalmente estable. Un fenómeno a tener muy en cuenta en la elección de los parámetros del método β de Newmark es que para valores de $\beta>0,5$ se producen resultados más bajos en cuanto a magnitud, que para el valor de $\beta=0,5$. Esto hace pensar que valores de β superiores a 0,5 producen un cierto amortiguamiento, que es llamado *amortiguamiento numérico* (Towhata, 2008). Towhata (2008) también expone que aunque el amortiguamiento numérico es una clase de error, es usado a menudo para eliminar impulsos erróneos que pueden ser generados numéricamente cuando son analizadas respuestas no lineales de estructuras.

3.1.6.5 Condiciones de contorno

Para una mejora en la eficiencia computacional es deseable minimizar el número de elementos en un análisis de elementos finitos. Desde que las máximas dimensiones de los elementos son generalmente controladas por la velocidad de propagación de las ondas y el rango de frecuencias de interés (Kramer, 1996), minimizar el número de elementos usualmente se convierte en minimizar el tamaño de la región modelizada.

Las condiciones de contorno más habituales en análisis numéricos dinámicos mediante elementos finitos son:

- Uso de elementos semi-infinitos (elementos de contorno), (Plaxis, 2011), (Towhata, 2008)
- Adaptación de las propiedades del material en los elementos de borde (baja rigidez, alto amortiguamiento), (Plaxis, 2011)
- Uso de contornos viscosos (Kramer, 1996), (Plaxis, 2011), (Towhata, 2008)

Las condiciones de contorno más empleadas para análisis dinámico mediante el método de elementos finitos son el uso de contornos viscosos. El fundamento teórico de los mismos es que el incremento de tensión en el contorno (por llegada de ondas de cuerpo) sea absorbido sin rebote por el mismo (Plaxis, 2011). El uso de contornos viscosos está implementado en código PLAXIS usando el método descrito por Lysmer et al. (1969) y basados en el concepto de ratio de impedancia. Las tensiones normales y de corte absorbidas por un amortiguador en la dirección x son (Plaxis, 2011):

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (3.33)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (3.34)$$

Donde ρ es la densidad del material y V_p y V_s son las velocidades de las ondas de cuerpo. C_1 y C_2 son coeficientes de relajación que han sido introducidos para mejorar el efecto de la absorción. Cuando las ondas llegan de manera perpendicular al contorno, no es necesario introducir relajación ($C_1=C_2=1$). En presencia de ondas de corte, el efecto de amortiguamiento de contornos viscosos no es suficiente sin relajación y dicho efecto puede ser mejorado adaptando el valor de C_2 . La experiencia ganada hasta hoy muestra que el uso de $C_1=1$ y $C_2=0.25$ provoca una absorción razonable de ondas en el contorno, pero no todas las ondas de corte podrán ser absorbidas (Plaxis, 2011).

Un esquema básico de este tipo de condiciones de contorno es mostrado en la siguiente figura:

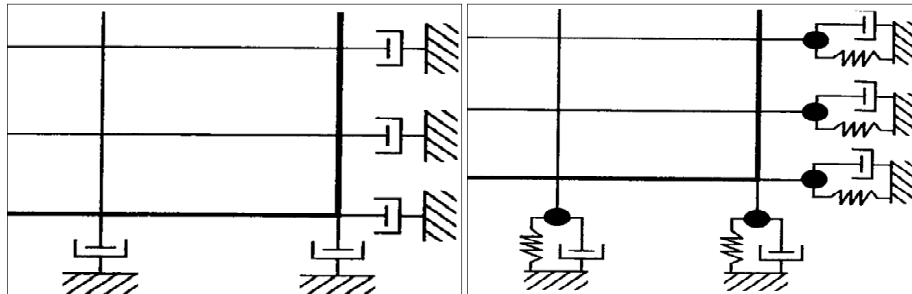


Figura 3.15. Contorno local consistente en amortiguadores viscosos (izquierda) y contorno consistente modelizados como masas, muelles y amortiguadores (derecha) (Kramer, 1996)

Otro tipo de condiciones de contorno, menos empleadas en software “comerciales”, son los *contornos consistentes* que pueden absorber todos los tipos de ondas de cuerpo y ondas superficiales con cualquier ángulo de incidencia y frecuencia. Pueden ser representados por matrices de contorno de rigidez dependiente de la frecuencia obtenidas desde los contornos de las ecuaciones integrales o método de los elementos de contorno.

3.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS

3.2.1 Introducción

El comportamiento dinámico de suelos es un factor de especial interés en las vibraciones ferroviarias ya que es el medio transmisor. Se resumen a continuación los principales aspectos que son importantes dentro del comportamiento dinámico de suelos así como diferentes modelos constitutivos.

3.2.2 Modelo equivalente lineal

El modelo equivalente lineal trata los suelos como un material visco-elástico. El comportamiento no lineal es tenido en cuenta solamente por el uso del módulo de elasticidad transversal (G) y amortiguamiento dependientes de la deformación. La rigidez del suelo es usualmente caracterizada por el máximo módulo de deformación de corte (G_{\max}), que es movilizado en el rango de muy pequeñas deformaciones, y una curva de reducción del módulo que muestra como decrece el módulo de corte ante el aumento de la deformación tangencial.

El comportamiento amortiguador es caracterizado por el ratio de amortiguamiento o coeficiente de amortiguamiento (ξ), que aumenta con el incremento de la amplitud de la deformación tangencial. Las formas de las curvas de la reducción del módulo y ratio de amortiguamiento están influenciadas por la plasticidad del suelo y, para suelos de muy baja plasticidad, por presiones efectivas de confinamiento.

Los primeros intentos en aras de implementar de algún modo la no-linealidad que experimentalmente había sido observada en el comportamiento de los suelos pasaron por la definición del *Método Equivalente Lineal (EQLM)*, en el cual, de una manera iterativa, se estiman las propiedades del suelo en términos de módulo secante de rigidez a cortadura (G_{sec}) y del amortiguamiento interno (ξ), para proceder a un nuevo análisis (elástico-lineal), donde se trabaja asignando estas nuevas propiedades al suelo. Además, este modelo usa los valores G_{sec} para cada uno de los ciclos de deformación.

El valor de G_{sec} es mostrado en la siguiente figura, que corresponde a un solo ciclo de deformación.

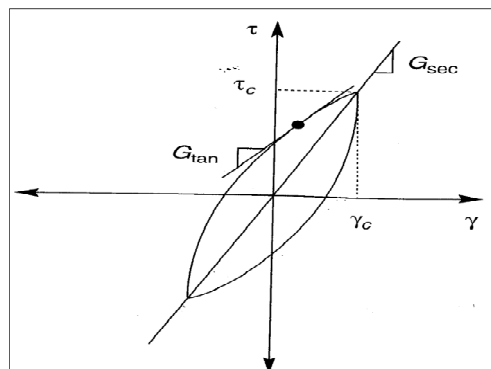


Figura 3.16. Módulo de elasticidad transversal secante y módulo de elasticidad transversal tangencial (Kramer, 1996)

Debido a que algunos de los métodos más comúnmente usados para análisis de la

respuesta del terreno son basados en el uso de propiedades equivalentes lineales, considerable atención se le ha dado a la caracterización de G_{sec} y ξ para diferentes suelos. Es importante reconocer que, sin embargo, el modelo equivalente lineal es solamente una aproximación del actual comportamiento no lineal del suelo (Kramer, 1996), (Towhata, 2008). La asunción de linealidad en su uso tiene importantes implicaciones cuando es usado para análisis de respuesta del terreno. También significa que no puede ser usado directamente para problemas donde exista deformación permanente o fallo; **el modelo equivalente lineal implica que la deformación siempre volverá a cero después de un ciclo de carga**, y desde que un material lineal no tiene límite para la tensión, el fallo no puede ocurrir. Sin embargo, la asunción de linealidad permite modelos computacionales muy eficientes para ser usados para análisis de respuesta del terreno, y son comúnmente empleados por esta razón (Kramer, 1996), (Towhata, 2008). Este modelo de comportamiento está implementado en software FLAC aunque no en PLAXIS.

3.2.2.1 Módulo de elasticidad de corte

Ensayos de laboratorio han mostrado que la rigidez del suelo es influenciada por la amplitud de la deformación cíclica, el índice de huecos, tensión principal efectiva, índice de plasticidad, grado de sobreconsolidación y número de ciclos de carga (Kramer, 1996).

El módulo de elasticidad transversal secante de un elemento de suelo varía con la amplitud de la deformación cíclica tangencial. Para deformaciones pequeñas, el módulo secante es alto pero decrece con los incrementos de deformación. El lugar de los puntos correspondientes a los tipos de lazos de histéresis de varias amplitudes de deformación cíclica es llamado “backbone curve” o “skeleton” (ver figura 3.17).

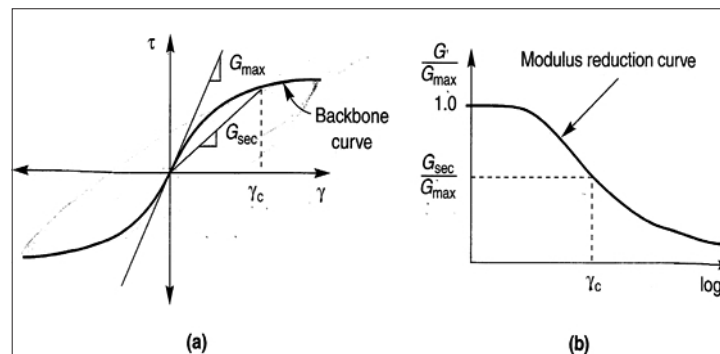


Figura 3.17. Curva de reducción de G_{sec} respecto a γ (Kramer, 1996)

Su pendiente en el origen (deformación cíclica nula) representa el valor más grande del módulo de corte, G_{max} . Para deformaciones cíclicas superiores, el ratio del módulo G_{sec}/G_{max} descende a valores inferiores a 1. La caracterización de la rigidez de un

elemento de suelo, por lo tanto, requiere la consideración tanto de G_{max} como de la forma en que el ratio G/G_{max} varía con la amplitud de deformación cíclica y otros parámetros. La variación del ratio del módulo con la deformación tangencial es descrita gráficamente por una curva de reducción de módulo. Existen en la literatura técnica diversas correlaciones del valor de G_{max} con diferentes parámetros geotécnicos del suelo. A continuación se presentan las más habituales (Kramer, 1996):

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (3.35)$$

Donde v_s es la velocidad de las ondas S, y ρ es la densidad del material.

$$G_{max} = 625 \cdot F(e) \cdot (OCR)^k \cdot p_a^{1-n} \cdot (\sigma'_m)^n \quad (3.36)$$

Donde $F(e)$ es una función del índice de huecos, OCR es el grado de sobreconsolidación, k es un exponente del grado de consolidación (que es función del índice de plasticidad), σ'_m es la media de las tensiones principales, n es un exponente de la tensión, y p_a es la presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_m y G_{max} . El valor de k es dependiente del índice de plasticidad de la forma que es mostrada en la tabla 3.2.

Hardin propuso que $F(e) = 1/(0.3+0.7e^2)$, mientras Jamiolkowski sugiere que $F(e) = 1/e^{1.3}$ (Kramer, 1996). El exponente de la tensión es a menudo tomado como $n = 0,5$ pero puede ser calculado para suelos individuales desde resultados de ensayos de laboratorio con diferentes presión de confinamiento.

Tabla 3.2. Valores de k en función del índice de plasticidad (Kramer, 1996)

Plasticity Index	k
0	0.00
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

El máximo módulo de corte (G_{max}) puede también ser estimado desde parámetros obtenidos de ensayos in situ. Un número importante de relaciones empíricas entre G_{max} y varios parámetros de ensayos han sido desarrolladas. Estas correlaciones están recogidas en la siguiente tabla:

Tabla 3.3. Relación empírica entre G_{max} y parámetros de ensayos “in situ” (Kramer, 1996)

In Situ Test	Relationship	Soil Type	References	Comments
SPT	$G_{max} = 20,000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$	Sand	Ohta and Goto (1976), Seed et al. (1986)	G_{max} and σ'_m in lb/ft ²
	$G_{max} = 325N_{60}^{0.68}$	Sand	Imai and Tonouchi (1982)	G_{max} in kips/ft ²
CPT	$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$	Quartz sand	Rix and Stokoe (1991)	G_{max} , q_c , and σ'_v in kPa; Based on field tests in Italy and on calibration chamber tests
	(Figure 6.41)	Silica sand	Baldi et al. (1986)	G_{max} , q_c , and σ'_v in kPa; Based on field tests in Italy
	$G_{max} = 406(q_c)^{0.695}e^{-1.130}$	Clay	Mayne and Rix (1993)	G_{max} , q_c , and σ'_v in kPa; Based on field tests at worldwide sites
DMT	$G_{max} / E_d = 2.72 \pm 0.59$	Sand	Baldi et al. (1986)	Based on calibration chamber tests
	$G_{max} / E_d = 2.2 \pm 0.7$	Sand	Bellotti et al. (1986)	Based on field tests
	$G_{max} = \frac{530}{(\sigma'_v/p_a)^{0.25}} \frac{\gamma_D/\gamma_w - 1}{2.7 - \gamma_D/\gamma_w} K_p^{0.25} (p_a \sigma'_v)^{0.5}$	Sand, silt, clay	Hryciw (1990)	G_{max} , p_a , σ'_v in same units; γ_D is dilatometer-based unit weight of soil; based on field tests
PMT	$3.6 \leq \frac{G_{max}}{G_{ur,c}} \leq 4.8$	Sand	Bellotti et al. (1986)	$G_{ur,c}$ is corrected unloading-reloading modulus from cyclic PMT
	$G_{max} = \frac{1.68}{\alpha_p} G_{ur}$	Sand	Byrne et al. (1991)	G_{ur} is secant modulus of unloading-reloading portion of PMG; α_p is factor that depends on unloading-reloading stress conditions; based on theory and field test data

Dentro del proyecto CONVURT (2003) (proyecto de investigación financiado por la UE en colaboración con algunas Universidades Europeas e instituciones de metro), Hölscher et al. (2004), han estudiado la influencia de las características dinámicas del terreno en las predicciones de vibraciones ocasionadas por el paso ferroviario en túneles. En el mismo han caracterizado las propiedades dinámicas del terreno mediante ensayos de campo y laboratorio y, aplicando un modelo de elementos finitos, han comparado el nivel de vibraciones predicho por el método numérico con medidas reales de campo. Han encontrado que cuando las características dinámicas del terreno son extraídas de correlaciones empíricas del ensayo CPT (cone penetration test) e introducidas en el modelo numérico, la diferencia en las predicciones es bastante importante, con lo que proponen revisar las correlaciones del ensayo CPT con los módulos de elasticidad transversal del terreno. Otros ensayos realizados como el SASW (spectral analysis of surface waves) y el SCPT (seismic cone penetration test) han proporcionado valores más reales en la estimación de propiedades dinámicas del terreno.

3.2.2.2 Reducción del módulo de corte, G/G_{max}

En los primeros años de la ingeniería sísmica, el comportamiento de reducción del módulo de corte de suelos no cohesivos y cohesivos fue tratado separadamente. La investigación reciente, sin embargo, ha revelado una transición gradual entre el comportamiento de reducción del módulo de suelos de grano grueso no plásticos y los suelos plásticos de grano fino (Kramer, 1996).

Zen y Kokushu (Kramer, 1996) notaron primero la influencia de la plasticidad del suelo en la forma de la curva de reducción del módulo; el módulo de corte de suelos de alta plasticidad fue observado que se degradaba más lentamente con el aumento de deformación tangencial que los suelos de baja plasticidad.

Después de revisar resultados experimentales en un amplio rango de materiales, Dobry, Vucetic y Sun (Kramer, 1996), concluyeron que la forma de la curva de reducción del módulo de corte está más influenciada por el índice de plasticidad que por el índice de huecos y presentaron curvas del tipo mostrado en la siguiente figura:

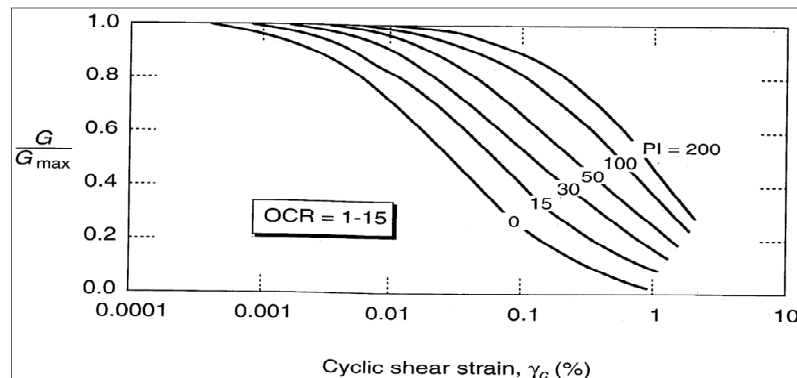


Figura 3.18. Curvas de reducción de G para suelos cohesivos con variación del índice de plasticidad (Vucetic et al., 1991)

Estas curvas muestran que el umbral de deformación tangencial cíclica lineal γ_{tl} , es mayor para suelos de alta plasticidad que para suelos de baja plasticidad. Esta característica es extremadamente importante y puede tener una fuerte influencia en la forma en la que el suelo amplificará o atenuará los movimientos vibratorios.

El comportamiento de reducción del módulo de elasticidad transversal está influenciado también por la presión efectiva de confinamiento, particularmente para suelos de baja plasticidad según Iwasaki y Kokoshu (Kramer, 1996). El umbral de la deformación tangencial γ_{tl} , es más alto para altas presiones efectivas de confinamiento que para bajas presiones de confinamiento. Los efectos de presión efectiva de confinamiento e índice de

plasticidad en el comportamiento de reducción del módulo fueron combinados por Ishibashi y Zhang (Kramer, 1996) en la forma siguiente:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (3.37)$$

Donde

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{for } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{for } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{for } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{for } PI > 70 \end{cases}$$

El efecto de la presión de confinamiento en el comportamiento de reducción del módulo en suelos de alta y baja plasticidad se muestra en la siguiente figura:

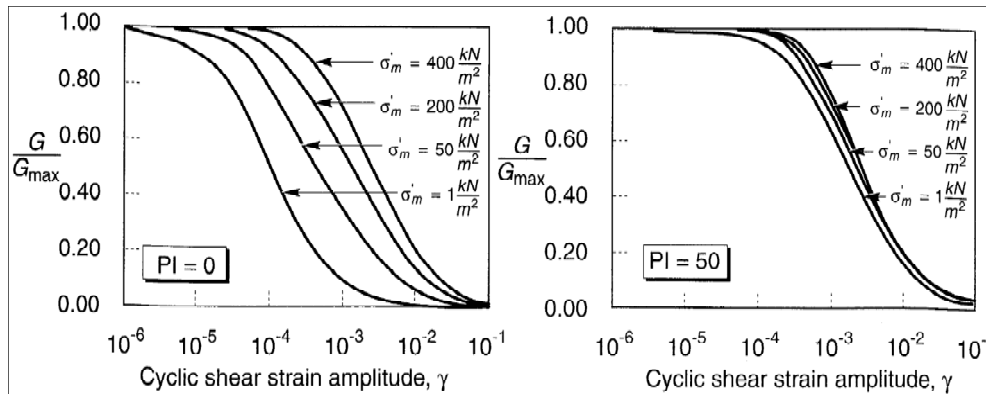


Figura 3.19. Influencia de la tensión efectiva media en la reducción del módulo de elasticidad transversal (Ishibashi, 1992)

En condiciones de tensión controlada bajo cargas armónicas, la generación de presión de poro y cambios estructurales pueden causar que la amplitud de la deformación tangencial de una muestra de suelo aumente con el aumento del número de ciclos. Si muestras de arcilla o arena saturadas son cargadas armónicamente bajo condiciones de deformación no drenadas, la amplitud de tensión tangencial sería observada decreciente con el aumento del número de ciclos. Ambas condiciones ilustran la tendencia para cargas cíclicas repetidas a degradar la rigidez de la muestra. Para suelos cohesivos, el valor del módulo de corte, G_n , después de N ciclos, puede ser relacionado con el valor de dicho módulo en el primer ciclo por la expresión siguiente:

$$G_n = \delta \cdot G_1 \quad (3.38)$$

Donde el índice de degradación δ , es dado por $\delta = N^{-t}$ y t es un parámetro de degradación dado por Idriss (Kramer, 1996). El parámetro de degradación ha sido mostrado decreciente con el aumento del índice de plasticidad y con el aumento del grado de sobreconsolidación, y creciente con el aumento de amplitud de deformación cíclica según Idriss, Vucetic y Dobry, Tan y Vucetic (Kramer, 1996). El efecto de la degradación de la rigidez en el comportamiento de la reducción del módulo es mostrado en la siguiente figura:

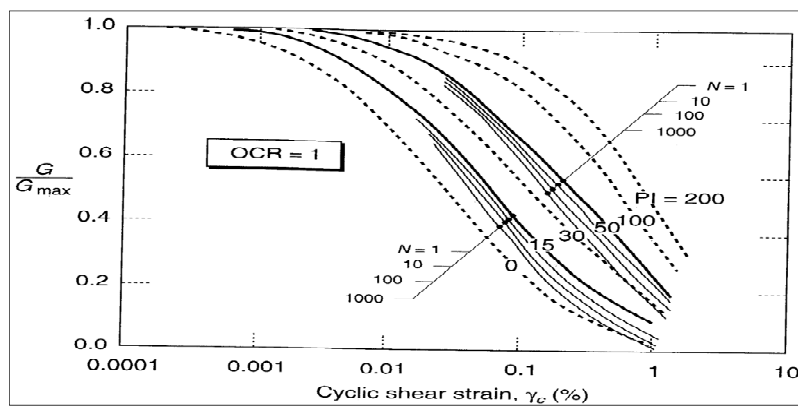


Figura 3.20. Efecto de degradación cíclica en G (Vucetic et al., 1991)

Díaz-Rodríguez et al. (2008) presentan una investigación donde se recogen diferentes umbrales de deformación dados por varios autores desde 1962 hasta 2007, de suelos predominantemente arcillosos, que definen el comportamiento dinámico del suelo. En el mismo se proponen umbrales de deformación a partir de los cuales el módulo de rigidez del suelo va disminuyendo, en función de los estudios y tipos de suelos investigados. Establecen 4 umbrales de deformación que son:

- γ_{tl} (umbral lineal)
- γ_{tv} (umbral volumétrico)
- γ_{td} (umbral de degradación)
- γ_{tf} (umbral de flujo).

En la siguiente tabla se recoge lo anterior.

Tabla 3.4. Umbrales de tensión y deformación (Díaz Rodríguez et al., 2008)

Reference	Soil	IP	OCR	Proposed thresholds between strain regimes						Residual Strain
				Very Small Strains	Small Strains	Medium Strains	Large Strains			
				γ_d	γ_v	γ_d	γ_d	γ_{df}		
Larow and Leonard (1962)	Subgrade soils: sand/clay	--	--				Threshold stress state (60 000 to 80 000 cycles)			
Seed and Chan (1966)	Silty clay	--	--				Summed plus pulsating stresses that cause failure (1, 10 and 100 cycles)			
Hardin and Black (1968)	Kaolinite	21	1	Vibration shear strain less than 10^{-4}						
Sangrey (1969)	Newfield clay	10	1-4				Critical level of repeated stress (effective stresses)			
Silver and Seed (1971)	Crystal silica	--	--			Volume change ($\gamma=0.05\%$)				
Anderson and Richart (1976)	Clayey soils	19-64	--	Threshold level for strain effect (from 0.001% to 0.01%)						
Stoll and Kald (1977)	Nonplastic silty soils	0	--			Threshold of dilatation (from $5 \times 10^{-3}\%$ to $6 \times 10^{-3}\%$)				
Koutsoufas (1978)	Inorganic marine clays	18-40	1-4				Cyclic strain to decrease the post-cyclic shear strength			
Idriss et al. (1978)	San Francisco Bay mud	49	NC-OC	Degradation index ($\delta = 1$)		Degradation index ($\delta < 1$)				
Stokoe and Lodde (1978)	San Francisco Bay mud	49	--	Threshold shearing strain ($\gamma=0.001\%$)		Threshold degradation strain ($\gamma=0.01\%$ for 1000 cycles)				
Houston and Herrmann (1980)	Marine soils	0-70	--				Critical level of repeated loading CLRL (300 000 cycles)			
Matsu et al. (1980)	Senry clay	55	1-4			Cyclic stress and maximum strain to generate positive pore pressure				
Kim and Novak (1981)	Clayey soils	12-30	1-6	Threshold shear strain ($\gamma=0.01\%$)						
Kolusho et al. (1982)	Tegayuna clay	40-100	1-10	Small strain modulus ($\gamma=0.001\%$)		Minimum shear strain to produce pore pressure/settlement				
Ohara and Matsuda (1988)	Kaolinite	25	1-6				Threshold shear stress level (effective stresses)			
Malek et al. (1989)	Boston Blue clay	21	1				Cyclic stress critical value (100 cycles)			
Díaz-Rodríguez (1989)	Mexico City Soil	73-342	OC			Critical stress ratio	Stability threshold			
Ansal and Erken (1989)	Kaolinite	40	1				Y3 surface			
Lefebvre et al. (1989)	Hudson Bay clay	12	NC-OC				Y2 surface			
Jardine (1992)	Magnus till, London clay	18, 45	1-17	Y1 surface			Volumetric cyclic threshold			
Vucetic (1994)	Different types of soils	0-55	1-10	Threshold shear strain						
McCarron (1995)	Beafor Sea clay	24	3, 10				CLRL (3×10^4 to 1×10^6 cycles)			
Jahfara (1996)	Different types of soils	--	--			Degradation threshold strain				
Santhanama (2001)	Different types of soils	--	--	Linear threshold strain		Degradation threshold strain			Threshold strain for residual strength	
Hsu and Vucetic (2004)	Different types of soils	0-33	--			Volumetric threshold shear strain for cyclic settlement				
Hsu and Vucetic (2006)	Clayey soils	14-30	--			Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure				
Hsu and Vucetic (2006)	Clayey soils	14-30	--							
Okur and Ansal (2007)	Turkey soils	9-40	NC-OC	Elastic threshold					Flow threshold	

En las dos figuras siguientes se observan la curvas de reducción del módulo G propuestas con consideraciones del tipo de comportamiento entre umbrales, umbrales de deformación y comportamiento de degradación de dicho módulo.

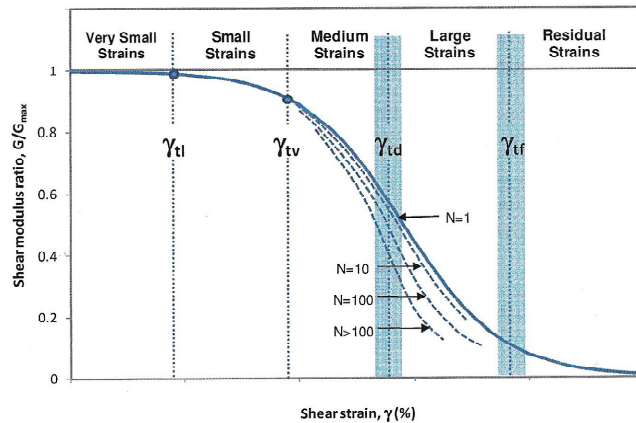


Figura 3.21. Variación del módulo de corte dinámico con la amplitud de la deformación tangencial. Régimen de deformación propuesto y umbrales de deformación (Díaz Rodríguez et al., 2008)

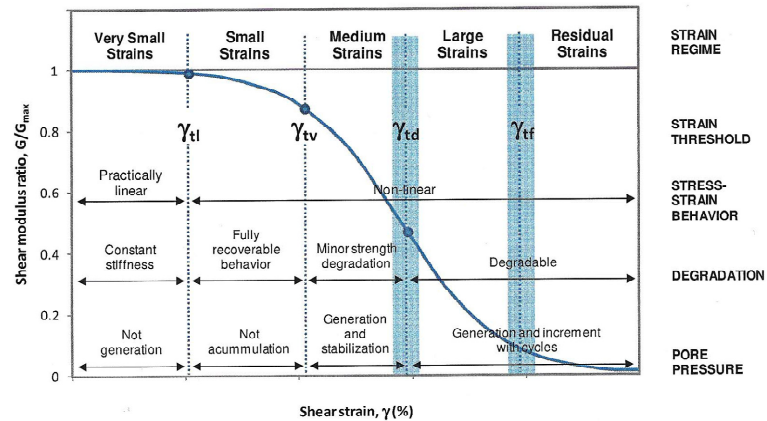


Figura 3.22. Comportamiento del suelo entre umbrales de deformación propuestos para suelos arcillosos saturados (Díaz Rodríguez et al., 2008)

3.2.2.3 Coeficiente de amortiguamiento

Teóricamente, la disipación no histerética de energía tiene lugar en deformaciones por debajo del umbral cíclico lineal de deformación tangencial. Sin embargo, evidencias experimentales (Kramer, 1996) muestran que alguna energía es disipada incluso en niveles muy bajos de deformación (el mecanismo no está bien entendido), así que el coeficiente de amortiguamiento nunca es cero. Por encima del umbral de deformación, la amplitud de los lazos de histéresis exhibidos para suelos cargados cíclicamente aumenta con el aumento de la amplitud de deformación cíclica, lo que indica que el coeficiente de amortiguamiento aumenta con el incremento de la amplitud de deformación.

Al igual que el comportamiento de la reducción del módulo está influenciada por características de plasticidad, también lo está el comportamiento del amortiguamiento. Los coeficientes de amortiguamiento de suelos de alta plasticidad son más bajos que los de baja plasticidad para una misma amplitud de deformación cíclica, tal y como se

muestra en la siguiente figura:

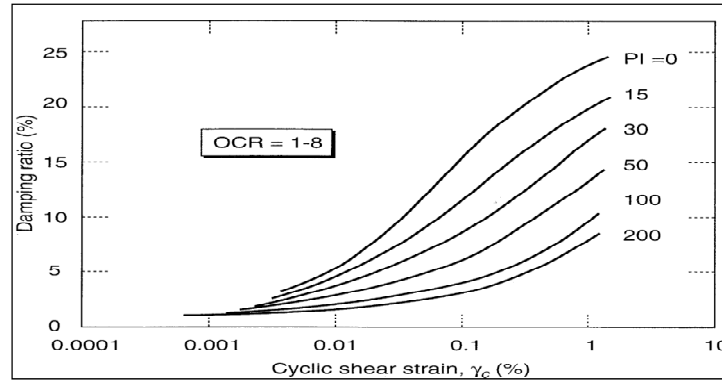


Figura 3.23. Variación del coeficiente de amortiguamiento en suelos cohesivos en función de la deformación tangencial cíclica y el índice de plasticidad (Vucetic et al., 1991)

El comportamiento amortiguador está también influenciado por la presión efectiva de confinamiento, siendo más acusado para suelos de baja plasticidad. Ishibashi y Zhang en 1993 (Kramer, 1996) desarrollaron una expresión empírica para el coeficiente de amortiguamiento de suelos plásticos y no plásticos. Usando la ecuación 3.37 para calcular el factor de reducción, G/G_{max} , el coeficiente de amortiguamiento está dado por:

$$\xi = 0.333 \frac{1+e^{(-0.0145PI^{1.3})}}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (3.39)$$

Towhata (2008) aporta varias relaciones de variación del amortiguamiento con el valor de la deformación tangencial para diferentes tipos de suelos, especialmente para suelos arcillosos, como es mostrado en la siguiente figura.

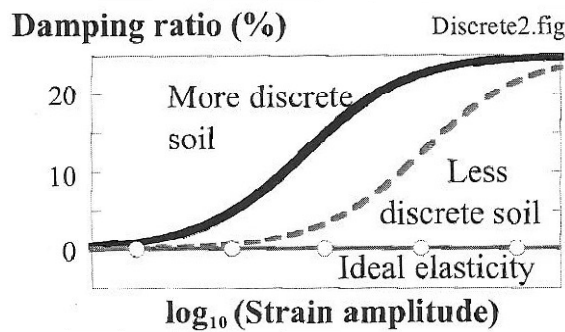


Figura 3.24. Efectos del tamaño de grano en suelos con la amplitud de deformación (Towhata, 2008)

A lo largo de los últimos 40 años, han sido muchos los autores que han realizado estudios experimentales de estimación de la degradación de rigidez y del incremento del amortiguamiento, como Seed et al. (1970), Vucetic et al. (1991), Ishibashi et al. (1993), etc., debiéndose escoger aquéllas en las que el suelo sobre el que se ha realizado la

consiguiente experimentación sea lo más similar al de estudio.

3.2.3 Modelos cíclicos no lineales

3.2.3.1 Introducción

El comportamiento tensión-deformación del suelo puede ser representado de forma más precisa por modelos cíclicos no lineales que siguen el actual camino tensión-deformación durante la carga cíclica. Tales modelos son capaces de representar la resistencia al corte del suelo y un modelo apropiado de generación de presión de poro. Han sido desarrollados varios modelos cíclicos no lineales, todos caracterizados por curvas “backbone” y una serie de reglas que gobiernan el comportamiento carga-descarga-recarga, degradación de rigidez y otros efectos.

3.2.3.2 Modelos Masing Extendidos

La forma de los modelos cíclicos no lineales pueden ser ilustrados mediante un ejemplo simple en el que la forma de la curva “backbone” es descrita por $\tau = F_{bb}(\gamma)$. La forma está ligada a 2 parámetros, la rigidez inicial (deformaciones muy pequeñas) y la resistencia al corte del suelo (alta deformación). Para un ejemplo sencillo, la función “backbone”, $F_{bb}(\gamma)$, puede ser descrita como una hipérbola mediante la siguiente expresión.

$$F_{bb}(\gamma) = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + (G_{max}/\tau_{max}) \cdot |\gamma|} \quad (3.40)$$

La forma de una curva “backbone” hiperbólica dada por Hardin y Drnevich en 1972, (Kramer, 1996) es ilustrada en la siguiente figura:

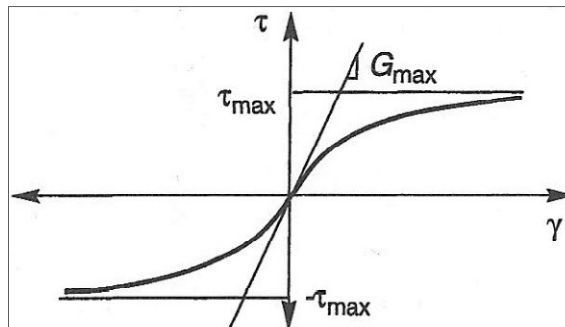


Figura 3.25. Curva “backbone” hiperbólica (Kramer, 1996)

Las cantidades G_{max} y τ_{max} pueden ser medidas directamente, calculadas u obtenidas por correlaciones empíricas. La respuesta del suelo ante una carga cíclica es gobernada por las siguientes cuatro reglas (Díaz Rodríguez, 2005), (Kramer, 1996):

1. Para una carga inicial, la curva tensión-deformación sigue la curva “backbone”.
2. Si la tensión inversa ocurre en un punto definido por (γ_r, τ_r) , la curva tensión-deformación sigue un camino dado por

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (3.41)$$

En otras palabras, las curvas de descarga-recarga tienen la misma forma que la curva “backbone” (con el origen desplazado al punto de la carga inversa) pero es ampliada por un factor de 2. Estas primeras dos reglas, que describe un comportamiento tipo Masing (Kramer, 1996), no son suficientes para describir la respuesta del suelo bajo una carga cíclica general. En consecuencia, algunas reglas adicionales son necesarias:

3. Si la curva descarga-recarga excede la deformación máxima anterior e intercepta la curva “backbone”, se sigue la curva “backbone” hasta la próxima tensión inversa.
4. Si la curva descarga-recarga cruza una curva descarga-recarga de un ciclo previo, la curva tensión-deformación sigue éste último.

Los modelos que siguen estas cuatro reglas son a menudo llamados *Modelos Masing Extendidos*. Un ejemplo es mostrado en la siguiente figura:

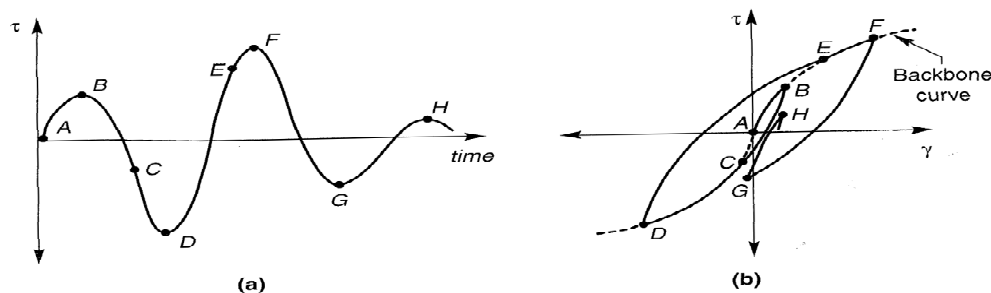


Figura 3.26. Reglas de Masing extendidas: (a) variación de la deformación tangencial con el tiempo; (b) comportamiento tensión-deformación resultante (Kramer, 1996)

Aunque este modelo es muy simple y es expresado sólo en términos de tensiones efectivas, inherentemente incorpora la naturaleza histerética del amortiguamiento y la dependencia de la deformación en el módulo de corte (G) y el coeficiente de

amortiguamiento. Este amortiguamiento implícito hace que se pueda prescindir de un tipo Rayleigh para representar la disipación de energía. Sin embargo, esta no-linealidad tan sólo se puede implementar en los códigos numéricos formulados en el dominio del tiempo, con integración paso a paso y no en códigos numéricos formulados en el dominio de la frecuencia, donde no pueden ser incluidos comportamientos no lineales. Además del comportamiento carga-descarga-carga definido por las reglas de Masing, existen otros modelos, menos usados en la actualidad, como pueden ser el modelo bilineal Thiers y Seed propuesto en 1968 (Díaz Rodríguez, 2005) donde las trayectorias tensión-deformación son representadas por rectas, aunque el modelo de las reglas de Masing es el más extendido actualmente (Kramer, 1996).

Una de las ventajas de los modelos cíclicos no lineales es que no requiere que la deformación tangencial sea igual a cero cuando la tensión tangencial es cero. La habilidad para representar el desarrollo de deformaciones permanentes es una de las ventajas más importantes de modelos cíclicos no lineales sobre los modelos equivalentes lineales y, por tanto, métodos elásticos. Otra de las ventajas de estos modelos respecto al modelo equivalente lineal es que permite calcular cambios en la presión de poro, por lo tanto, también en tensiones efectivas. Al igual que en los suelos, la rigidez en un modelo tensión-deformación depende no solamente de la amplitud de deformación cíclica, como implica el modelo equivalente lineal, sino también de la historia tensional del suelo (reglas de Masing). Cuando se incorpora en modelos computacionales para análisis de respuesta del terreno, los modelos cíclicos no lineales permiten predecir la generación, redistribución o eventual disipación de presiones de poro durante y después de una vibración, con lo que es posible calcular los cambios en las presiones efectivas del suelo, generando así unas predicciones más fiables tanto en el cálculo de deformaciones como de tensiones.

3.2.3.3 Modelo de comportamiento HSSMALL

En código PLAXIS está implementado un modelo de comportamiento del suelo denominado “Hardening soil model with small-strain stiffness (HSSMALL)”, que es un modelo de comportamiento no lineal basado en el modelo de comportamiento “Hardening soil model” que puede ser empleado en el estudio de problemas dinámicos con un mejor nivel de precisión que el modelo elástico-lineal, modelo Mohr-Coulomb y modelo hardening con amortiguamiento tipo Rayleigh o incluso que el modelo Equivalente Lineal. Los motivos o razones que pueden hacerlos más adecuado para este tipo de problemas son (Plaxis, 2011):

- El rango de deformación en que los suelos pueden ser considerados

verdaderamente elásticos es muy pequeño. Con aumento de la deformación la rigidez del suelo se reduce de forma no lineal. La siguiente figura muestra un ejemplo de la curva de reducción del módulo de rigidez transversal con el valor de la deformación por corte, que es similar a las expuestas anteriormente en este apartado.

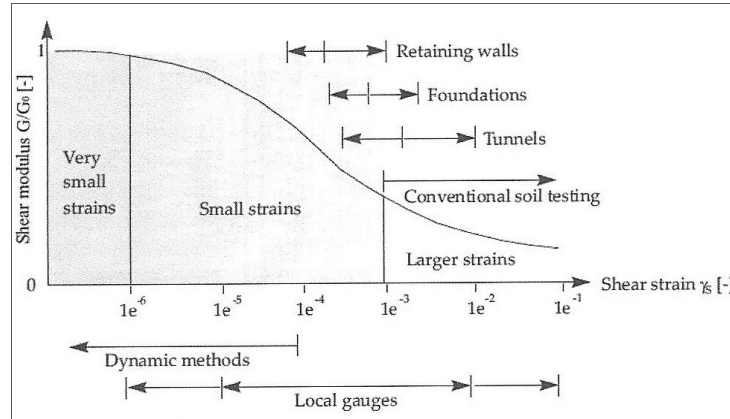


Figura 3.27. Características del comportamiento rigidez-deformación del suelo con rangos de deformación típicos de ensayos de laboratorio y estructuras (Plaxis, 2011)

- El uso de este modelo de comportamiento (que incorpora como se verá más adelante reglas de Masing) en problemas dinámicos muestra amortiguamiento histerético en cargas cíclicas. La cantidad de amortiguamiento histerético depende de la amplitud de la carga aplicada y las correspondientes amplitudes de deformación. Este hecho supone que no es necesario, con el uso de este modelo, un amortiguamiento tipo Rayleigh (dependiente de la frecuencia), con lo que el fenómeno de amortiguamiento es más real (Plaxis, 2011).

Las características más importantes de este modelo son mostradas de forma resumida a continuación.

Probablemente el modelo más frecuentemente usado en dinámica de suelos es el modelo Hardin-Drnevich (Plaxis, 2011). De ensayos de laboratorio, la curva tensión-deformación para pequeñas deformaciones puede ser adecuadamente descrita por una ley hiperbólica. La ecuación de la misma es dada por la siguiente expresión:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (3.42)$$

Donde el umbral de deformación tangencial es dado por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (3.43)$$

Donde τ_{max} es la tensión de corte en la rotura.

De forma menos propensa al error es el uso de un umbral de deformación tangencial más pequeño. Santos & Correia en 2001 (Plaxis, 2011) sugieren el uso del umbral $\gamma_r = \gamma_{0.7}$ en el que el módulo de elasticidad transversal es reducido al 70% de su valor inicial (G_0). De esta forma la relación dada por Hardin-Drnevich puede ser reescrita como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (3.44)$$

Donde $a=0.385$

El hecho de usar $a=0.385$ y $\gamma_r = \gamma_{0.7}$ proporciona un valor de $G_s/G_0=0.722$. La siguiente figura muestra el ajuste de la relación Hardin-Drnevich modificada anterior con datos de ensayos normalizados.

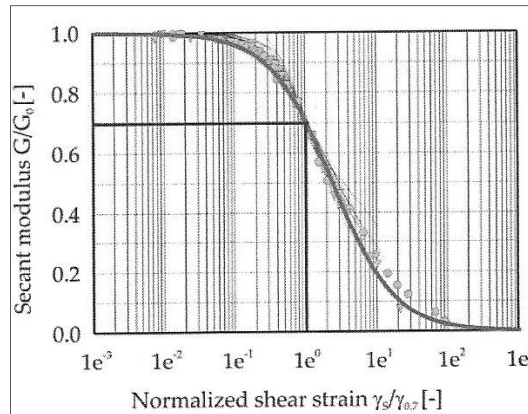


Figura 3.28. Resultados de la relación Hardin-Drnevich comparada con datos de ensayos de Santos & Correia (Plaxis, 2011)

La pérdida de rigidez de un suelo en pequeñas deformaciones puede ser asociada con pérdida de fuerzas intermoleculares y superficiales en el esqueleto sólido del suelo. Una vez que la dirección de la carga es inversa, la rigidez recupera un valor máximo que es del orden de la rigidez inicial del suelo (Plaxis, 2011). Así, mientras la carga sigue esa dirección inversa la rigidez vuelve a decrecer. Una historia dependiente de la deformación, una extensión multi-axial de la relación Hardin-Drnevich se necesita para aplicar el método HSsmall. Dicha extensión ha sido propuesta por Benz en 2006 (Plaxis, 2011) en la forma de modelo de superposición de pequeñas deformaciones. Benz deriva un valor escalar de la deformación tangencial γ_{hist} dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_{hist} = \sqrt{3} \frac{\|H\Delta e\|}{\|\Delta e\|} \quad (3.45)$$

Donde Δe es el incremento actual de deformación desviadora y H es un tensor simétrico que representa la historia de deformación desviadora del material. Cuando una deformación inversa es detectada, el tensor H es parcial o totalmente borrado antes de añadir el actual incremento de deformación Δe (Plaxis, 2011). El valor escalar de la deformación tangencial $\gamma = \gamma_{hist}$ calculado con la ecuación 3.45 es aplicado entonces en la ecuación 3.46. En el modelo HSsmall la relación tensión-deformación puede ser simplemente formulada desde el módulo de elasticidad transversal como (Plaxis, 2011):

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (3.46)$$

Derivando respecto a la deformación tangencial se obtiene el módulo de corte tangente (Plaxis, 2011):

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (3.47)$$

Esta curva de reducción de rigidez va mucho más lejos que el dominio plástico del material. Tanto en el modelo Hardening como en el modelo HSsmall, la degradación de la rigidez debido a deformación plástica es simulada por endurecimiento por deformación. En este modelo, la curva de reducción de la rigidez tangencial es limitada por un cierto valor inferior límite, determinado por ensayos de laboratorio (Plaxis, 2011):

- El valor más bajo del módulo de corte tangente G_t es introducido en la rigidez en carga y descarga G_{ur} que es definida por los parámetros del material E_{ur} y ν_{ur} :

$$G_t \geq G_{ur} \quad \text{donde} \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})} \quad \text{y} \quad G_t = \frac{E_t}{2(1+\nu_{ur})} \quad (3.48)$$

- La deformación tangencial “bloqueada” (cut-off) puede ser calculada como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad (3.49)$$

En el modelo HSsmall, el cuasi-elástico módulo de corte tangente es calculado por la integral de la curva de reducción del módulo de rigidez secante sobre el actual

incremento de la deformación tangencial (Plaxis, 2011). Un ejemplo de curva de reducción de módulo de corte es mostrada a continuación.

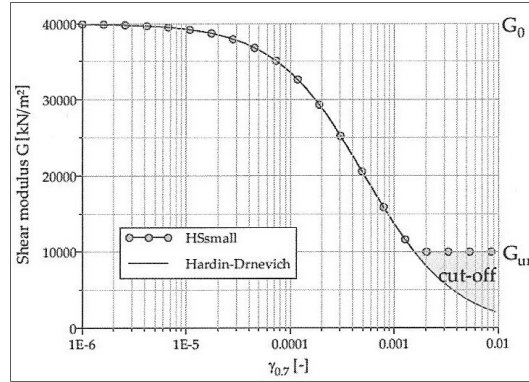


Figura 3.29. Bloqueo (cut-off) de curva de degradación en pequeñas deformaciones (Plaxis, 2011)

Las reglas de Masing anteriormente descritas son aplicadas en este modelo. Las siguientes figuras las muestran.

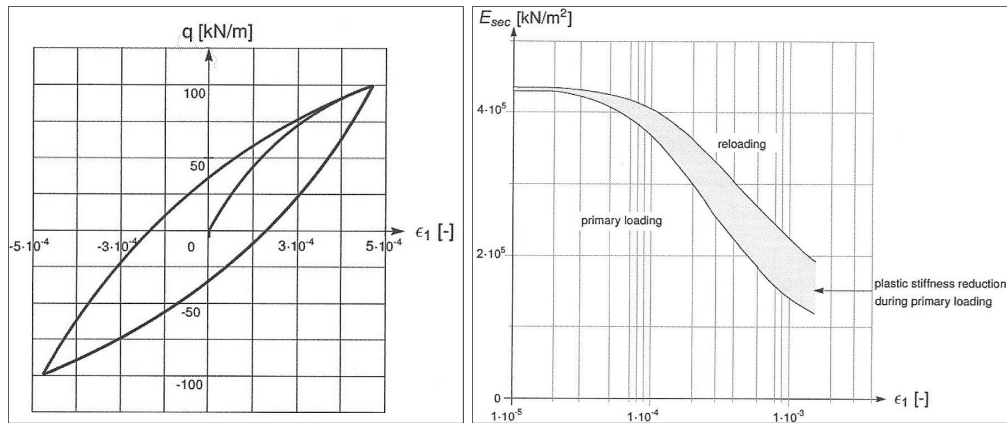


Figura 3.30. Comportamiento histerético del suelo (izquierda) y reducción de rigidez en carga inicial y en descarga-recarga (derecha) (Plaxis, 2011)

Los parámetros necesarios para el modelo son los mismos que para el modelo de comportamiento “Hardening” añadiendo sólo dos parámetros adicionales que son (Plaxis, 2011):

- G_{0}^{ref} : módulo de corte en pequeñas deformaciones ($\epsilon < 10^{-6}$) con referencia en la tensión principal menor $-\sigma_3 = p^{ref}$
- $\gamma_{0.7}$: valor de la deformación tangencial en la que el módulo de corte secante $G_{0.7}^{ref}$ decae hasta $0.722 G_{0}^{ref}$

El coeficiente de Poisson ν_{ur} es asumido constante, así que de tal forma el módulo G_{0}^{ref} puede ser calculado con la siguiente relación (Plaxis, 2011):

$$G_0^{ref} = \frac{E_0^{ref}}{2(1+\nu_{ur})} \quad (3.50)$$

La siguiente figura muestra los distintos módulos de elasticidad que son de interés en la formulación de este modelo de comportamiento (Plaxis, 2011).

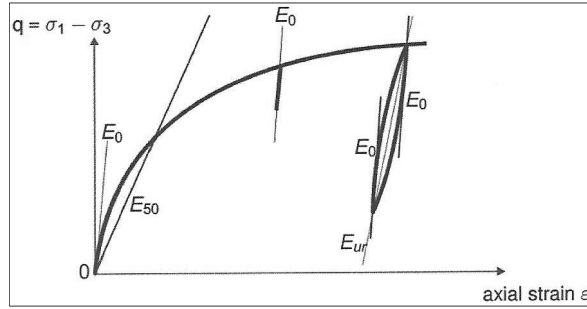


Figura 3.31. Parámetros de rigidez E_{50} , E_{ur} , y $E_0=2G_0(1+\nu_{ur})$ del modelo HSSMALL (Plaxis, 2011)

Brinkgreve et al. (2007) presentaron una investigación sobre el amortiguamiento histerético en el modelo HSsmall, comparando medidas experimentales con modelizaciones numéricas con este modelo en código PLAXIS. Las conclusiones más interesantes del estudio son las siguientes:

- El uso del modelo HSsmall en problemas dinámicos tiene la capacidad de modelizar amortiguamiento histerético.
- Los resultados numéricos muestran un buen ajuste con medidas experimentales para el caso de una carga cíclica constante, mientras que en vibraciones libres muestran una desviación en los altos niveles de deformación en los primeros ciclos.
- El tipo de amortiguamiento Rayleigh, para el análisis realizado, no puede ser usado como una alternativa al amortiguamiento histerético pero puede ser añadido a este último para proporcionar al menos una pequeña cantidad de amortiguamiento en el rango de muy pequeñas deformaciones debido a que el modelo HSsmall exhibe poco amortiguamiento en dichos niveles. De hecho, en el rango de muy pequeñas deformaciones no está a día de hoy totalmente comprendido el mecanismo de disipación de energía (Kramer, 1996) que se produce en suelos.

3.2.3.4 Otros modelos de comportamiento no lineal

Existen otros modelos que también pueden ser usados para describir la curva “backbone”. Entre los más usados están los siguientes:

- *Modelo tipo Davidenkov*: en esta otra clase de modelo, la curva tensión-deformación viene expresada como $\tau = f(\gamma)$, según la siguiente expresión:

$$\tau = \tau_c + G_{max}(\gamma - \gamma_c) \left[1 - H \left(\frac{1}{n} |\gamma - \gamma_c| \right) \right] \quad (3.51)$$

Donde

H: Función que define la forma de la curva. Propia de cada modelo.

n: Factor que diferencia la curva de carga inicial (n=1), y las sucesivas curvas de carga y descarga (n=2).

τ_c, γ_c : Tensión y deformación, respectivamente, en el punto de inversión de la carga.

- *Martin* (Martin et al., 1978): en este modelo de tipo *Davidenkov*, la función de forma H viene dada por la siguiente expresión:

$$H = \left[\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right]^A \quad (3.52)$$

Éste es un modelo de 3 parámetros (A, B y γ_0) los cuales se pueden obtener con un ajuste de las curvas de la figuras 3.16, 3.18 y 3.23.

- *Modelo Ramberg-Osgood* (Ramberg et al., 1943): ajusta un modelo con 3 parámetros: α , r, γ_y , definido por la siguiente expresión:

$$\frac{\gamma - \gamma_c}{\gamma_y} = \frac{\tau - \tau_c}{n \cdot G_{max}} \left(1 + \alpha \left(\left| \frac{\tau - \tau_c}{n \cdot G_{max} \gamma_y} \right| \right)^{r-1} \right) \quad (3.53)$$

3.3 CARGAS FERROVIARIAS SOBRE LA VÍA

3.3.1 Introducción

Las fuerzas que actúan sobre la vía como resultado de las cargas del tren pueden ser clasificadas según tres tipos (Esveld, 2001): verticales, horizontales perpendiculares al eje del carril y horizontales paralelas al eje del carril.

Dependiendo de la naturaleza de las cargas, éstas pueden dividirse como sigue (Esveld, 2001):

- Cargas cuasiestáticas, que son el resultado del peso del eje (carga estática), fuerza centrífuga y viento lateral.
- Cargas dinámicas, causadas por irregularidades del carril (horizontal y vertical), irregular rigidez de la vía, discontinuidades en soldaduras de carril, defectos en ruedas, etc.

3.3.2 Carga cuasi-estática

Según Esveld (2001), las cargas cuasiestáticas son la resultante de las siguientes cargas:

- Carga estática (Q_{stat}): corresponde con el peso de la mitad de un eje ferroviario
- Carga centrífuga (Q_{centr}): aumento de la carga de la rueda en el carril exterior en curvas debido a la fuerza centrífuga no compensada por el peralte
- Carga viento lateral (Q_{wind}): aumento de la carga de la rueda en el carril debido al viento lateral

Así, la expresión de la carga cuasiestática se puede escribir como sigue (Esveld, 2001):

$$Q_{quasi} = Q_{stat} + Q_{centr} + W_{wind} \quad (3.54)$$

3.3.3 Cargas dinámicas

Las cargas dinámicas o sobreesfuerzos dinámicos sobre la vía son producidas por diferentes causas como pueden ser, entre otras, las siguientes:

- Defectos de la vía tanto por irregularidades verticales como laterales
- Planos de ruedas, ovalización
- Soldaduras en carril, juntas

Para el cálculo o determinación del valor de la carga transmitida por una rueda a la vía, en el caso de irregularidades o defectos en ruedas, es usual el empleo de sistemas lineales dinámicos formados por muelles y amortiguadores, con diferentes grados de libertad y por tanto de exactitud, que pueden ser consultados en Melis (2008). Es posible la modelización de sistemas formados por varias masas con cuarto de bogie, de medio bogie y de bogie entero o incluso sistemas más exactos y complejos como pueden ser los

sistemas reales con centenares grados de libertad mediante uso, por ejemplo, del software multibody Simpack (Melis, 2008). Para el cálculo del esfuerzo dinámico vertical sobre el carril es suficiente considerar, en la práctica, el modelo más sencillo, el de una masa con muelle y amortiguador ya que la contribución de las masas suspendidas al mismo es casi despreciable debido a que es la masa no suspendida la que provoca en casi su totalidad el esfuerzo dinámico sobre la vía (Melis, 2008).

En la técnica ferroviaria los problemas dinámicos del tren y la vía se resuelven considerando que la carga de la rueda puede modelizarse mediante impulsos de Dirac. Si la masa no suspendida circula por la vía, en el contacto entre la rueda y el carril existen irregularidades, y el efecto puede ser considerado como impulsos de Dirac (Melis, 2008), que en el caso del ferrocarril no son más que los esfuerzos en los resortes y amortiguadores en el contacto eje-carril que se producen al ir variando las cotas del perfil longitudinal cuando avanza el modelo por la vía, esfuerzos que naturalmente varían con la velocidad del tren (Melis, 2008), (Esveld, 2001). En el caso de una masa (modelo dinámico más sencillo) la ecuación del movimiento y el esquema sería el mostrado en la siguiente figura (Esveld, 2001):

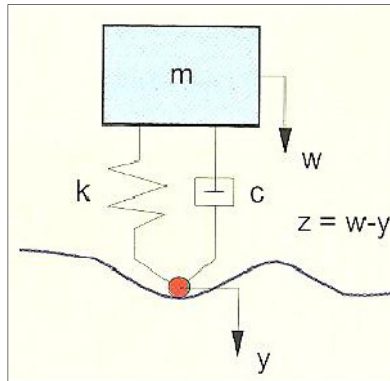


Figura 3.32. Esquema de una masa con irregularidades carril (Esveld, 2001)

$$mw'' + cw' + kw - cy' - ky = 0 \quad (3.55)$$

Resolviendo la ecuación anterior por procedimientos numéricos (transformada de Laplace, diferencias finitas, etc.) es posible calcular los desplazamientos verticales, velocidad vertical y aceleración vertical de la masa no suspendida. Es inmediato que el esfuerzo dinámico sobre la vía viene dado por la siguiente expresión:

$$F_{dinámica} = m_{nosuspendida} \cdot a_{masanosuspendida} \quad (3.56)$$

Así, la carga total actuante sobre la vía, por rueda, sería (en el caso de tramo en recta y en ausencia de viento lateral) como sigue:

$$F_{tot} = F_{dinámica} + Q_{stat} \quad (3.57)$$

En el caso de vía sin defectos, también se producirían esfuerzos dinámicos, debido a una carga constante (carga cuasiestática) que se desplaza a una cierta velocidad. La razón de que se produzcan esfuerzos dinámicos sobre la vía aun cuando ésta no tenga defectos se fundamenta en el hecho de que la deflexión del carril no es la misma cuando la rueda está situada justo sobre la traviesa que cuando está situada en el centro de un vano entre traviesas (Melis, 2008). Los asientos pueden calcularse mediante el método de Unold-Lorente (Melis, 2008) y la diferencia entre los asientos en las dos situaciones anteriores es lo que generaría el esfuerzo dinámico. Independientemente de las cotas reales de cada una de las traviesas de la vía, el efecto dinámico sobre el eje es el mismo que si el tren, en lugar de recorrer una recta perfectamente horizontal recorriera una vía cuyo perfil longitudinal fuera una senoide cuya amplitud fuera la diferencia de asientos de la traviesa en las dos situaciones anteriores y con una longitud de onda de 60 cm, en el caso de que este último valor sea la separación entre traviesas (Melis, 2008). Así, con estas consideraciones y con el modelo simple de una masa es posible calcular el esfuerzo dinámico sobre la vía tanto en los casos de presencia como de ausencia de defectos en la vía.

Además de los modelos anteriores, tradicionalmente se han venido estimando las cargas dinámicas afectando a la carga estática de un coeficiente K_v . Entre las más antiguas aparecen las de Winkler y Driessen, que vienen dadas por las siguientes expresiones (Melis, 2008):

$$Winkler \quad K_v = \frac{1}{1 - \frac{v^2}{40000}} \quad (3.58)$$

$$Driessen \quad K_v = 1 + \frac{v^2}{30000} \quad (3.59)$$

Donde V es la velocidad del tren en km/h.

Otras expresiones empíricas de la DB (Alemania) dadas por Eisenmann y Schramm son las siguientes (Melis, 2008):

$$Q_D = Q_E(1 + n\alpha\varphi) + Q_{CE} \quad (3.60)$$

Donde la carga estática es Q_E es la carga afectada por el coeficiente de mayoración dinámica. Q_{CE} es la carga cuasiestática dada solamente por la suma de la fuerza centrífuga y viento lateral. El parámetro n es el intervalo de confianza del análisis y puede valer 1, 2 o 3 y el parámetro α depende del estado de la vía y vale 0.1 para vía muy buena, 0.2 para vía buena y 0.3 para vía en estado regular. El parámetro ϕ dado en los años 70 por el propio Eisenmann, viene dado por la siguiente expresión (Melis, 2008):

$$\phi = 1 + \frac{V-60}{140} \quad (3.61)$$

Donde V es la velocidad del tren en km/h.

De estos trabajos de Eisemann (Melis, 2008) se identificó que las masas no suspendidas son el factor más importante tanto de los daños a la vía como de la generación de esfuerzos dinámicos sobre la misma.

Otras expresiones empíricas de la SNCF (Francia), dadas fundamentalmente por Prud'homme, son las siguientes (Melis, 2008):

$$Q_D = Q + Q_{CE} + Q_D = Q + \frac{2I_p H_g Q}{e^2} + n\sigma \quad (3.62)$$

El sumando que representa el esfuerzo dinámico viene dado por $Q_D=n\sigma$, donde n corresponde al intervalo de confianza del análisis ($n=1, 2, 3$) y σ es la desviación típica de la distribución de las cargas, suspendidas y no suspendidas. Esta desviación típica se define con la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ns}^2 + \sigma_s^2} \quad (3.63)$$

Donde σ_{ns} es la desviación típica de la carga de las masas no suspendidas (eje y ruedas) y σ_s la de la carga de las masas suspendidas.

- Masas no suspendidas (eje y ruedas)

La desviación típica de las cargas viene dada por la siguiente expresión (Melis, 2008):

$$\sigma_{ns} = 0.0042 \cdot b \cdot V \sqrt{\frac{M_{ns} \cdot \rho}{10}} \quad (3.64)$$

Donde b , medido en mm, es la desnivelación máxima medida con cuerda de 3 m, V es la velocidad del tren en km/h, M_{ns} es la masa no suspendida en toneladas y ρ es la rigidez vertical de la vía medida en kN/mm.

- **Masas suspendidas (cajas)**

$$\sigma_s = 0.2 \frac{V}{200} M_s \quad (3.65)$$

Donde M_s es la masa suspendida medida en toneladas y V es la velocidad del tren en km/h.

3.4 MODELOS NUMÉRICOS PARA EL ESTUDIO VIBRACIONES FERROVIARIAS EN TÚNELES

3.4.1 Introducción

A lo largo del siglo XX y sobre todo en lo que lleva transcurrido el siglo XXI, ha habido varias investigaciones para avanzar en el conocimiento para una predicción razonable de las vibraciones ferroviarias en túneles que van desde modelos numéricos avanzados (método de los elementos finitos y método de los elementos de contorno, fundamentalmente) hasta simples formulaciones empíricas basadas en ensayos realizados in situ. Así como para trenes circulando en superficie existen soluciones analíticas aproximadas, como por ejemplo las dadas por A. Vostrukhov (2011) o por Karlström et al. (2006), en túnel no existen soluciones analíticas debido básicamente a su compleja naturaleza (Krylov, 1995a). Algunas soluciones aproximadas son los modelos presentados por A.V. Metrikine et al. (2000) y por K.H. Chua et al. (1992) y, en ocasiones, son presentados por algunos investigadores como el estado del conocimiento (Reza Nejati et al., 2012), (Real et al., 2011), aunque no se ha encontrado ninguna validación experimental de los mismos.

3.4.2 Métodos numéricos

La complejidad de las ecuaciones que rigen los problemas de vibraciones ferroviarias y, en general, cualquier problema dinámico en situaciones reales implica que la realización de métodos analíticos sean prácticamente inviables. Métodos aproximados como los de diferencias finitas (FD), elementos finitos (FEM) y elementos de contorno (BEM) son los más usados para tratar y resolver de forma aproximada este tipo de problemas (Jones, 2010).

3.4.2.1 Método de diferencias finitas (FD)

La principal motivación del desarrollo de los métodos de diferencias finitas en vibraciones estructurales fue superar la dificultad de resolución de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que rigen o que modelizan el problema.

Constituyen la forma más directa para avanzar en el tiempo para establecer las ecuaciones dinámicas en el instante t_n para calcular los desplazamientos x_{n+1} . Cuando son empleadas matrices de masas concentradas proporcionan un algoritmo de cálculo elemento por elemento, que no precisa ni ensamblar ni resolver un sistema global de ecuaciones. Esto conlleva la ventaja de evitar el almacenamiento de matrices de coeficientes globales, con lo que el coste crece de forma tan sólo lineal con el tamaño del problema, aspecto que puede resultar muy importante para grandes problemas 3D. Como desventaja, la estabilidad del método es sólo condicional, exigiéndose que el paso de tiempo sea inferior a un valor crítico (condición de Courant) (Goicolea, 2000). El paso de tiempo a utilizar es el siguiente:

$$\Delta t < \Delta t_{crit} = \frac{h}{c} = \frac{2}{w_{max}} \quad (3.66)$$

Donde c es la máxima velocidad de ondas, h el tamaño del elemento, y w_{max} la máxima frecuencia propia del sistema.

3.4.2.2 Método de elementos finitos (FEM)

Este método es adecuado para simular geometrías complejas que engloban un volumen finito. Jones (2010) expone que no es posible mediante estos métodos modelizar con precisión un semiespacio porque el modelo debe ser finito, aunque desde mediados del siglo XX vienen desarrollándose y aplicándose en ingeniería sísmica, donde esas dificultades son superadas mediante bordes viscosos y mallas de elementos finitos más grandes. Su uso para problemas dinámicos es comúnmente aceptado minimizando los efectos anteriormente citados que en la práctica son despreciables.

3.4.2.3 Método de elementos de contorno (BEM)

Este tipo de métodos son los más empleados para el estudio de vibraciones ferroviarias debido básicamente a su menor coste computacional. El método de los elementos de contorno usa las condiciones contorno dadas y las usa para resolver una ecuación integral en la frontera, en lugar de tomar valores en todo el espacio definido por una

ecuación diferencial parcial. Una vez hecho esto la ecuación integral se puede utilizar de nuevo para calcular numéricamente la solución en cualquier punto deseado en el interior del dominio.

BEM es aplicable a problemas para los cuales se conoce una función de Green. Esto usualmente implica campos lineales en medios homogéneos. Esto restringe la generalidad de los problemas en los que el método se puede aplicar aunque se pueden incluir también no-linealidades pero esto introduce integrales de volumen que requieren que se discretice el dominio, eliminando una de las ventajas más importantes del método.

Los modelos más usados en la predicción de vibraciones por el paso ferroviario en túneles son llevados a cabo en el dominio de la frecuencia y de la longitud de onda, mediante modelos acoplados de elementos finitos (para representar el túnel) y elementos de contorno (para modelizar el terreno).

3.4.3 Dominio de la frecuencia versus dominio del tiempo

La respuesta de un sistema sometido a cargas dinámicas puede ser estudiada en el dominio del tiempo o en el de la frecuencia. Para la resolución en el dominio del tiempo se recurre a las fórmulas de integración numérica expuestas en apartados anteriores (como por ejemplo los métodos de Newmark) en sustitución del método de convolución (debido a su enorme “coste” matemático y computacional), mientras que para la resolución en el dominio de la frecuencia se recurre a la técnica de la doble transformada de Fourier para encontrar la respuesta del sistema en función de la frecuencia y de la longitud de onda. La carga de cada eje o rueda es considerada de tipo sinusoidal y es analizada la respuesta variando las frecuencias y las longitudes de onda de interés. Los resultados así obtenidos son transformados en el dominio del tiempo mediante la doble transformada inversa de Fourier. De este mismo modo, la solución en el dominio del tiempo puede también ser transformada al dominio de la frecuencia sin más que realizar la transformada de Fourier.

Los modelos existentes en la literatura técnica están formulados básicamente en el dominio de la frecuencia y de la longitud de onda (Jones et al., 2011), (Hussein et al., 2006), (Clouteau et al., 2005), (Andersen et al., 2006), (Sheng et al., 2006), (Hussein et al., 2007), (Forrest et al., 2006a), (Forrest et al., 2006b), (Clouteau et al., 2006), (Galvín et al., 2010), (Rieckh et al., 2012), (Jones et al., 2012), (Hussein et al., 2009), apenas encontrándose unos pocos en el dominio del tiempo (Gardien et al., 2003), (Deng et al., 2006). Las razones principales de este hecho y las ventajas de los modelos en el dominio

de la frecuencia son las siguientes:

- Los modelos frecuenciales son más eficaces computacionalmente, obteniendo tiempos de cálculo bastante más reducidos respecto al dominio del tiempo.
- El amortiguamiento puede ser tratado teóricamente como un amortiguamiento histerético y combinado con el módulo de elasticidad, es posible usar un solo módulo de rigidez.
- Lo anterior implica que, suponiendo comportamientos lineales, pueda emplearse el principio de superposición.

Sin embargo, el dominio de la frecuencia tiene las siguientes limitaciones:

- No pueden incluirse no linealidades en el comportamiento del terreno, sólo puede ser considerado un modelo elástico-lineal.
- Consideran el amortiguamiento del terreno constante, sin ninguna relación con la deformación angular.
- No es posible calcular deformaciones residuales en el terreno.
- No es posible modelar exceso de presiones de poro.
- Responden a una superposición de múltiples modelos estáticos.

Todas las restricciones anteriores pueden ser consideradas en el dominio del tiempo (en este sentido es mucho más versátil), con dos limitaciones importantes que son:

- El tiempo de cálculo puede resultar excesivo en modelos 3D, aunque en modelos 2D no es una limitación importante.
- El amortiguamiento, en general (para cualquier modelo de comportamiento del suelo que no incluya amortiguamiento histerético), es tomado según un esquema Rayleigh y la estimación de los parámetros α y β no es ni clara, ni obvia ni fácil.

3.4.4 Modelos numéricos actuales

Las vibraciones ocasionadas por el tránsito de trenes en túneles han sido estudiadas experimentalmente ya desde mediados del siglo XIX. South (1863) publicó estudios realizados en 1846 en cuanto a las vibraciones ocasionadas por el paso ferroviario en el túnel de Watford (Londres).

Ungar et al. (1975) analizaron y presentaron un método de estimación basado en una simple predicción del ruido y vibración mediante medidas experimentales descritas en un informe preparado para la autoridad “New York City Metro”, donde las propiedades geotécnicas del suelo empleadas fueron la densidad, el módulo de elasticidad tangencial y un factor de pérdida (η) (equivalente a un coeficiente de amortiguamiento (ξ)), cuyos

valores fueron considerados constantes para cada tipo de suelo.

Kurzweil (1979) presentó un modelo donde se aportan unas expresiones analíticas sencillas para estimar el nivel de vibración en edificios próximos a líneas de ferrocarril subterráneas donde destaca la influencia del tipo de estructura del túnel y donde se introduce una atenuación en la vibración del terreno dependiente de la frecuencia.

Kurzweil et al. (1982) presentaron un simple procedimiento para estimar ruido y vibración en edificios debido al paso de trenes subterráneos. Ha sido desarrollado para el metro de New York pero su empleo puede hacerse extensible a otros casos. Establecen niveles máximos asumibles de vibración en las diferentes zonas de edificios, que son presentadas como figuras que relacionan la distancia del edificio al túnel con el nivel máximo de vibración asumible, para diferentes tipos de terreno: roca, arcilla, arena, grava y limo. Los niveles de vibración de base en edificios son recogidos en la siguiente figura.

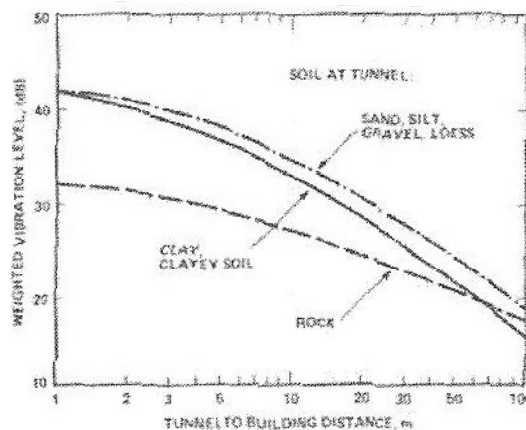


Figura 3.33. Nivel de vibración base para edificios cercanos a túneles de hormigón (Kurzweil et al., 1982)

Melke (1988) expuso una discusión sobre varios modelos de predicción de vibraciones que habían sido presentados hasta la fecha y presenta un modelo basado en técnicas analíticas, ensayos de laboratorio y mediciones realizadas “in situ” donde se considera y se discute la influencia de más parámetros que en los modelos anteriores. En cuanto a los parámetros geotécnicos del terreno considera un comportamiento lineal del mismo, y un factor de atenuación dependiente de amortiguamiento geométrico (radiación de amortiguamiento) y amortiguamiento viscoso dependiente de la frecuencia. El procedimiento está basado en el cálculo de las fuerzas y velocidad de vibración vertical del carril, impedancia de la pista, impedancia de la contrabóveda del túnel y la pérdida de transmisión entre la contrabóveda del túnel y el receptor. Las ecuaciones han sido resueltas en el dominio de la frecuencia. La ecuación propuesta para la pérdida de

transmisión entre contrabóveda del túnel y el receptor (edificio) es la siguiente (Melke, 1988):

$$L_B(dB) = L_r + R_{tr} + R_{tu} + R_g + R_b \quad (3.67)$$

Donde L_r es el nivel de velocidad del carril, R_{tr} es la pérdida de transmisión de la plataforma ferroviaria, R_{tu} es la pérdida de transmisión del túnel, R_g es la pérdida de transmisión del terreno, R_b es la pérdida de transmisión en el edificio y L_B es el nivel de velocidad esperado en el edificio.

Clouteau et al. (2005) presentaron un modelo numérico de predicción de vibraciones para un semi-espacio estratificado con tres tipos de suelos. El problema tridimensional de la interacción túnel-suelo lo resuelven con una formulación subdominante, utilizando elementos finitos para el túnel y el método de elementos de contorno para el suelo. La periodicidad del túnel y el suelo en la dirección longitudinal es tenida en cuenta usando la transformada de Floquet. Todos los medios representados (hormigón, suelos) son modelizados como medios elásticos lineales con un amortiguamiento del 5% ($\xi=0.05$), igual para todos los suelos. El modelo está formulado en el dominio de la frecuencia. El perfil del problema y la celda periódica de referencia empleada son mostrados en las siguientes figuras.

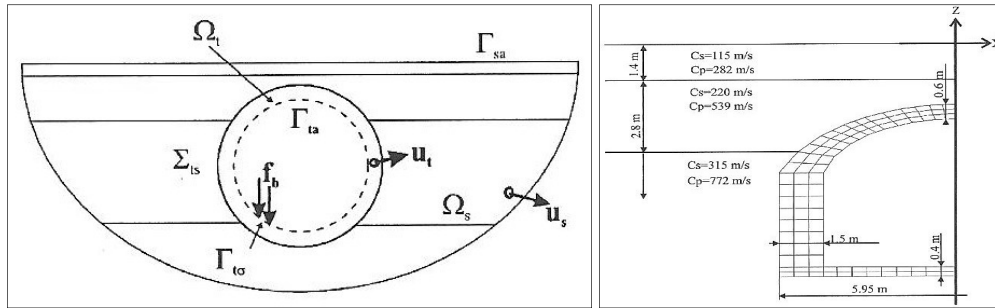


Figura 3.34. Perfil del problema, notaciones y celda de referencia periódica (Clouteau et al., 2005)

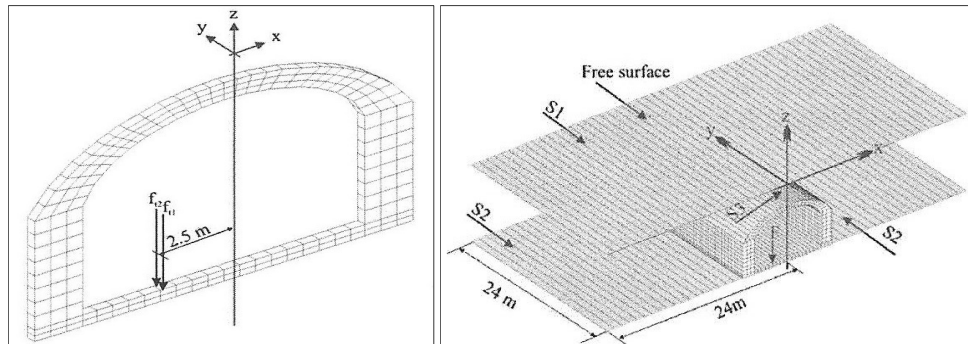


Figura 3.35. Modelo de elementos finitos de la celda periódica de referencia y posición de las fuerzas consideradas sobre el revestimiento del túnel en esquema tridimensional del problema (Clouteau et al., 2005)

Este tipo de modelos sólo pueden ser considerados cuando la geometría del problema es homogénea en la dirección de la vía.

Forrest et al. (2006b) propusieron un modelo semi-analítico tridimensional denominado “Pipe in Pipe” (PiP) que tiene en cuenta la interacción dinámica entre la pista, el túnel y el suelo. Éste tiene la desventaja que solamente puede ser usado para un túnel profundo y de geometría sencilla (perfectamente circular). El túnel y el suelo son acoplados teniendo en cuenta equilibrio de tensiones y compatibilidad de desplazamientos en la interfaz suelo-túnel. Estos autores poseen un software propio que es gratuito que ha sido solicitado y enviado. En el mismo se puede observar que la modelización del terreno es mediante un medio elástico lineal. El modelo está formulado en el dominio de la frecuencia y en coordenadas cilíndricas. La geometría del túnel es idealizada como una cavidad hueca cilíndrica tal y como se observa en la siguiente figura.

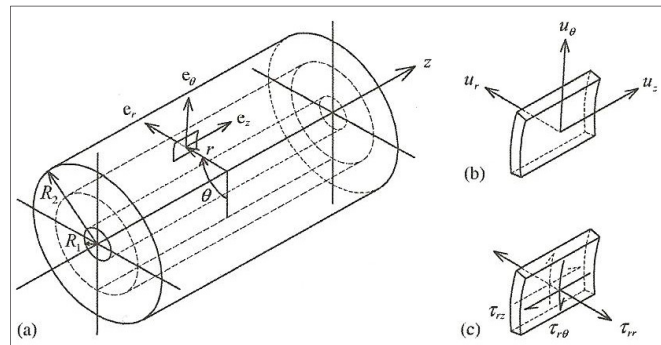


Figura 3.36. Sistema de coordenadas empleadas, (a) direcciones principales para un elemento, (b) componentes de desplazamiento del elemento, (c) componentes tensionales (Forrest et al., 2006b)

A continuación se muestra una imagen del formato del software:

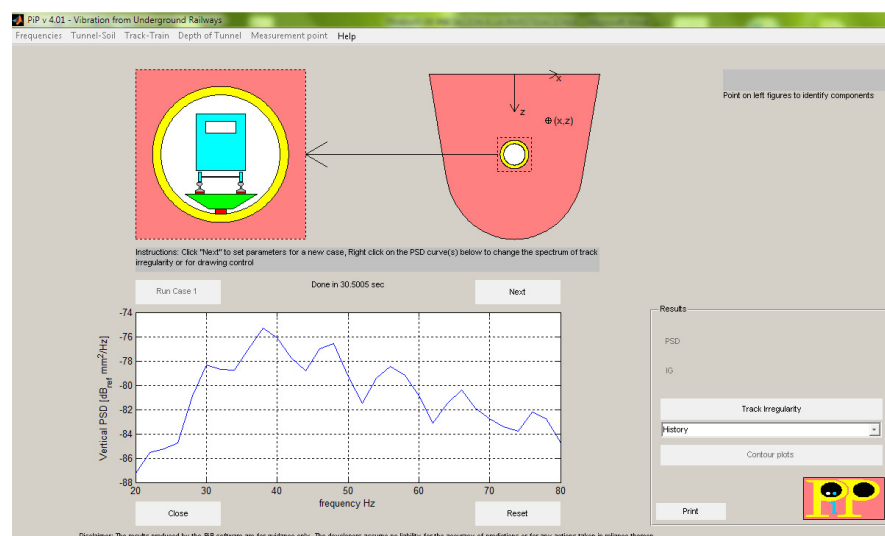


Figura 3.37. Pantalla del software Pipe in Pipe (Forrest et al., 2006b)

Clouteau et al. (2006) presentaron un modelo basado en una formulación de elementos de contorno (BE) y elementos finitos (FE) donde el BE es usado para modelizar el suelo y el FE para modelizar el túnel, donde las posibilidades en cuanto a la geometría del túnel y estratificación del suelo no están limitadas a configuraciones sencillas, tal y como sucede con el modelo “PiP” (Forrest et al., 2006b). El terreno es tratado como un material elástico-lineal con propiedades constantes en todo el medio. El modelo está formulado en el dominio de la frecuencia mediante la transformada de Floquet, calculando la respuesta del terreno mediante los modos principales de vibración del túnel. En la siguiente figura se muestra el perfil del problema:

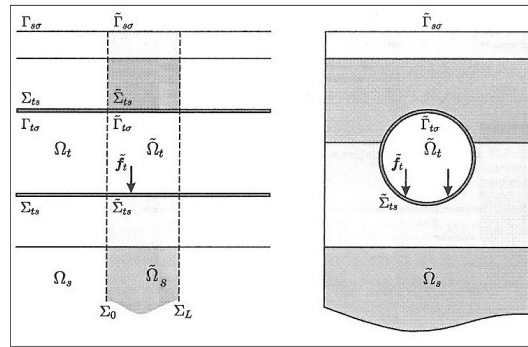


Figura 3.38. Perfil del problema y notaciones (Clouteau et al., 2006)

Gupta et al. (2007) compararon los dos métodos anteriores, concluyendo que el modelo “PiP” es un modelo eficiente computacionalmente pero presenta ciertas limitaciones que lo hacen no aplicable a ciertos casos particulares. Sin embargo, permite tomar decisiones racionales sobre el diseño de la pista para reducir la transmisión de vibraciones en una fase de diseño previa sin necesidad de investigaciones de detalle. Para predicciones precisas del nivel de vibración ocasionada por un tren subterráneo con geometría compleja y características de suelo no homogéneas, el método acoplado BE-FE es más adecuado.

Galvín et al. (2010) presentaron un modelo 2.5D acoplado de elementos finitos (para modelizar el túnel) y elementos de contorno (para modelizar el terreno) basado en la transformada de Fourier para la coordenada de la dirección longitudinal del túnel. Se denominan 2.5D porque son la superposición de múltiples modelos 2D en los cuales se han introducido los resultados de la carga ferroviaria obtenida mediante modelos 3D, en función de la longitud de onda y la frecuencia. Se muestra que un método riguroso de elementos finitos y elementos de contorno se requiere cuando la distancia entre el túnel y la superficie libre del terreno y las interfaces de capa del semi-espacio es pequeña en comparación con la longitud de onda en el suelo. El terreno es considerado como un material elástico-lineal con propiedades constantes. Es un modelo formulado en el

dominio de la frecuencia y sólo es aplicable a geometrías homogéneas en el sentido de la vía. En la siguiente figura se muestran algunas consideraciones del modelo presentado:

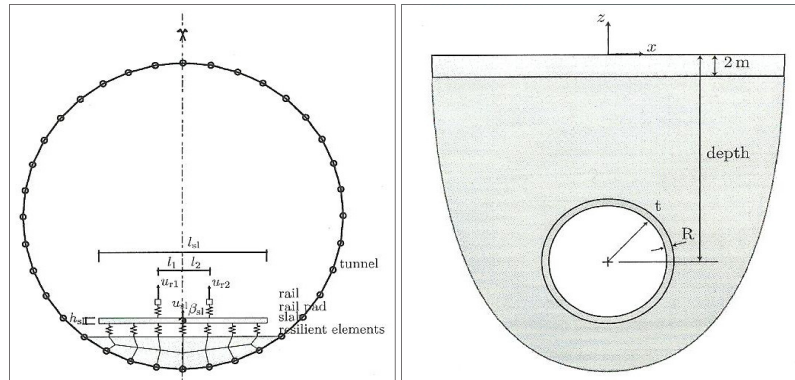


Figura 3.39. Discretización del túnel, plataforma ferroviaria y sección transversal del túnel (Galvín et al., 2010)

Andersen et al. (2006) realizaron una investigación acerca de las diferencias encontradas en modelos 2D y 3D combinando análisis de elementos finitos y elementos de contorno. El objetivo fue investigar qué información se puede obtener de forma fiable a partir de un modelo bidimensional para ayudar en el proceso de diseño del túnel o para la predicción de vibraciones ambientales sobre la base de datos de medidas corregidas de otro túnel en un terreno similar. Al decidir si un modelo 2D o 3D debe ser utilizado, el coste computacional puede ser de importancia. El análisis de los modelos de túnel en esta investigación ha llevado unos cinco segundos por frecuencia en el caso de modelos 2D, mientras que el tiempo de cálculo para los modelos 3D es de aproximadamente 2 horas por frecuencia en un PC P4-2.8GHz. Así, un análisis completo dura aproximadamente entre 1000-2000 veces más para el caso 3D que el análisis de 2D. Esta diferencia se incrementa cuando grandes modelos numéricos son considerados. En combinación con la observación de que modelos bidimensionales proporcionan resultados que cualitativamente están de acuerdo con las de los modelos en tres dimensiones en la mayoría de las frecuencias, los modelos en 2D pueden ser preferibles. Sin embargo, los modelos muestran diferencias significativas en las respuestas calculadas. La conclusión sobre la base de la experiencia del presente análisis es que un completo modelo en 3D es necesario para la absoluta predicción de transmisión de vibración y es preferible a fin de obtener estimaciones más precisas.

Esta última investigación está de acuerdo con lo concluido por varios investigadores (Metrikine, 2000), en cuanto a que la transmisión de vibraciones ferroviarias es un fenómeno básicamente tridimensional, siendo por tanto necesario con una aceptable precisión el uso de modelos numéricos 3D. No obstante, es necesario tener en cuenta que modelos numéricos en 2D pueden dar resultados razonablemente acordes con los modelos 3D, implicando un ahorro considerable e importante de esfuerzo computacional,

sobre todo en el tiempo de cálculo. De los modelos anteriormente citados pocos han sido validados experimentalmente, encontrándose entre estos los presentados por Gupta et al. (2008, 2009a) y por Galvín (2010), mostrándose buenos resultados numéricos con los medidos.

Como resumen de lo anterior cabe destacar la enorme predominancia de modelos numéricos en el dominio de la frecuencia y número de onda respecto a los formulados en el dominio del tiempo, debido básicamente a motivos de eficiencia computacional, que aún hoy sigue siendo una importante limitación en modelos 3D. Por esta razón, a día de hoy siguen utilizándose y mejorándose modelos 2D tal como modelos 2.5D, que no son más que la superposición de muchos modelos puramente 2D.

En los casos de cambios en la rigidez vertical de la vía, inclusiones en el terreno, edificaciones u otro elemento que haga no homogénea la sección de ferroviaria deberá ser estudiada en modelos formulados en el dominio del tiempo y a priori en 3D. Esta “laguna” en cuanto a los modelos numéricos formulados en el dominio del tiempo y con la no presunción inicial de comportamiento elástico y lineal del terreno es una de las principales motivaciones y objetivos de esta tesis doctoral, además de mostrar la correlación encontrada entre modelos 2D y 3D, ambos formulados en el dominio del tiempo. En modelos que quieran reproducir el exceso de presión de poro, que no son tratados en esta tesis doctoral, también es de obligado uso modelos en el dominio del tiempo. **Con esto parece lógico pensar que los requerimientos de diseño en el futuro demanden más los modelos formulados en el dominio del tiempo que los frecuenciales (Towhata, 2008).**

3.4.5 Influencia de parámetros del túnel

Cuando un tren circula por un túnel, se generan vibraciones que son transmitidas al revestimiento de éste, y, de alguna forma, el mismo actúa como foco emisor de vibraciones al suelo circundante. Parece lógico pensar que las características del túnel tales como el espesor del revestimiento, profundidad, geometría e interacción con el suelo que lo rodea pueden influir en el nivel de vibración esperado en el terreno y, por tanto, en edificios próximos. Se resumen a continuación los estudios y conclusiones más destacadas en cuanto a la influencia del túnel en las vibraciones. Todos los estudios han sido realizados mediante modelos numéricos (elementos de contorno, elementos finitos y diferencia finitas).

3.4.5.1 Espesor del revestimiento y profundidad del túnel

Varias investigaciones se han realizado para estimar la influencia del espesor del revestimiento en el nivel de vibración esperado. Unterberg et al. (1997) han resaltado la importancia del espesor del revestimiento en el metro de Viena. Las mediciones han mostrado que el hecho de hacer el revestimiento 100 mm más ancho reduce los niveles de vibración en 4 dB en el hastial del túnel. En la parte superior del revestimiento, las vibraciones son reducidas en más de 4 dB. Sin embargo, afirman que el efecto es fuertemente dependiente de la frecuencia de excitación y hay valores de las mismas donde las vibraciones aumentan por hacer revestimientos más anchos. El efecto de ejecutar más espesor de revestimiento es más acusado cuando el material que rodea el túnel consiste en gravas y apenas perceptible cuando el nivel freático y una capa de arcilla se extiende por encima del nivel del túnel. Estos autores concluyen que el exacto conocimiento de los parámetros del suelo es de suma importancia cuando hay que decidir modificaciones estructurales. Los cambios estacionales del nivel freático pueden influir en la superficie de vibración de manera más fuerte que realizar revestimientos de más espesor.

Gupta et al. (2009b) afirman que en general, el nivel de vibraciones decrece con el aumento en la profundidad del túnel. La excitación en el túnel genera ondas Rayleigh en el semi-espacio de bajas frecuencias. La contribución de las ondas Rayleigh en la respuesta de campo libre depende de la profundidad de la fuente y está confinado a frecuencias menores que C_r/d , donde C_r es la velocidad de las ondas Rayleigh y d es la profundidad del túnel (medido desde la plataforma ferroviaria). Un incremento en la profundidad del túnel disminuye el rango de frecuencias donde las ondas Rayleigh son importantes. A partir de profundidades de túnel superiores a 32 metros la influencia de la profundidad es menos pronunciada. Concluyen afirmando que, en general, el aumento del espesor del túnel no es una medida eficiente para reducir vibraciones.

3.4.5.2 Interfaz suelo-túnel

Jones et al. (2011) han realizado una investigación sobre la influencia de los huecos en la interfaz suelo-túnel. Normalmente no se consideran en la predicción de las vibraciones del suelo provocadas por ferrocarriles subterráneos. El suelo es generalmente asumido que continúa unido a la superficie exterior del túnel para simplificar el proceso de modelado. Evidencias de huecos alrededor de los túneles ferroviarios motivaron el estudio presentado en dicha investigación para cuantificar el nivel de incertidumbre en las predicciones de vibraciones del suelo asociados con dejar de lado los huecos en la interfaz túnel-suelo. Un método semi-analítico se desarrolla en el que derivadas discretas

se transfieren para el modelo acoplado túnel-suelo basado en el modelo Pipe-in-Pipe (Forrest et al., 2006b). El vacío se simula mediante el no acoplamiento de los nodos adecuados en la interfaz para evitar la transferencia de fuerza entre los sistemas. Los resultados de esta investigación muestran que los huecos relativamente pequeños pueden afectar significativamente las predicciones de la velocidad en la superficie cercana y moderadamente afectan las predicciones en la superficie del terreno más alejada. Los resultados de este estudio sugieren que la incertidumbre asociada a asumir una perfecta unión en la interfaz suelo-túnel en una zona con porosidad conocida puede razonablemente alcanzar ± 5 dB y por lo tanto deberían ser considerados en el proceso de diseño.

Dentro del proyecto CONVURT (2003) (proyecto de investigación financiado por la UE en colaboración con algunas Universidades Europeas e instituciones de metro), Hölscher et al. (2004), han concluido mediante medidas realizadas “in situ” y una modelización numérica mediante elementos finitos, que la rigidez del terreno que rodea el túnel (el más próximo al revestimiento) influye de manera muy importante en el nivel de vibraciones, con lo que proponen investigar de forma intensa las características dinámicas de este suelo. Añaden que el nivel de estratificación del suelo y las propiedades dinámicas del suelo a cierta distancia del túnel no son tan influyentes como lo anterior, además de incidir en que la estratificación del suelo tiene un efecto pequeño en el nivel de vibración horizontal y casi ninguna influencia en el vertical.

3.5 MEDIDAS PARA REDUCIR VIBRACIONES EN TÚNELES

3.5.1 Introducción

Cuando el nivel de vibración provoca molestias en habitantes de edificaciones o problemas en aparatos de la vía se han colocado o tomado algunas medidas correctoras para minorar el nivel de vibración. Aunque en este punto no existe suficiente conocimiento o consenso en la bondad de las medidas o no se han ensayado de manera sistemática las más habituales, se resumen a continuación las más importantes para la reducción de vibraciones que aparecen con asiduidad en la literatura especializada.

3.5.2 Medidas correctoras

Las medidas correctoras pueden aplicarse en el foco de vibración, en la trayectoria de transmisión o en el propio receptor. Se resumen según los tipos definidos anteriormente.

3.5.2.1 Medidas aplicadas en el foco de la vibración

Limitando al caso de vibraciones verticales, puede decirse que el origen se encuentra en el paso de las cargas a diferentes velocidades y a la interacción vehículo-vía provocada por las irregularidades en la rueda o en el carril (Alarcón et al., 2000). Las medidas más importantes en este sentido son:

- Amolado del carril (Alarcón et al., 2000), (Melis, 2008)
- Torneado de llantas y eliminación de planos de rueda (Alarcón et al., 2000), (Melis, 2008)
- Mejorar la alineación de los extremos del carril en las soldaduras (Melis, 2008)
- Reemplazo de rueda rígida por rueda elástica en ferrocarriles metropolitanos o de cercanías (Melis, 2008)
- Renovación de material de la vía y material móvil desgastado
- Sistemas de sujeción (por ejemplo sujeción VANGUARD) y bloques superelásticos (Melis, 2008), (Esveld, 2001), es decir, vías elásticas. Es claro que la rigidez vertical de la vía (o apoyos) es uno de los factores más importantes en las vibraciones ferroviarias.

3.5.2.2 Medidas aplicadas en la trayectoria de transmisión

Consisten en intercalar elementos que filtren las frecuencias y que tengan capacidad de amortiguar o absorber parte de las vibraciones. Se pueden aplicar en la propia plataforma ferroviaria así como en el terreno circundante que rodea el túnel, e incluso en los cimientos de las edificaciones implicadas.

Las más importantes y habituales son:

- ***Mantas elásticas de diferentes características bajo la vía.*** Consisten en la colocación de elastómeros bajo el balasto o la placa de hormigón (Alarcón et al., 2000), (Melis, 2008), (Thompson, 2009), (Esveld, 2001), siguiendo el esquema mostrado en la siguiente figura.

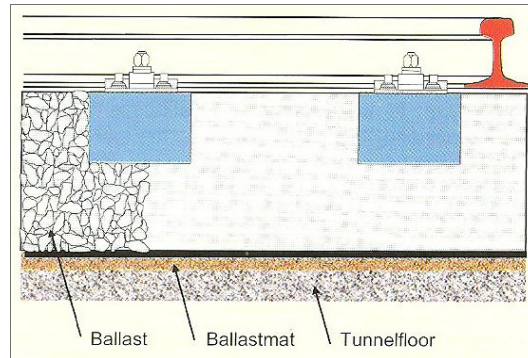


Figura 3.40. Esquemas de manta elástica bajo balasto (Esveld, 2001)

Esta medida es quizás la más extendida y habitual pero resulta algo controvertida debido al no consenso en cuanto al efecto que producen. Melis (2008) expone en un caso concreto que el uso de manta elástica implica una mayor aceleración en la rueda lo que provoca un aumento del esfuerzo dinámico, aunque en un porcentaje muy bajo respecto a la carga estática, no presentando ninguna justificación del efecto que tiene dicho elemento en los elementos situados por debajo de la misma (hastial, terreno circundante, edificación y superficie libre del terreno). En este sentido, se han realizado mediciones del nivel de vibraciones en la línea 8 del metro de Madrid con diferentes soluciones (manta elástica, bloques y sujeciones superelásticos) mostrando experimentalmente que la medida más eficaz es la sujeción superelástica (VANGUARD), seguida por el bloque superelástico, y como medida menos eficaz de las tres citadas, es la solución con manta elástica. La National Union of Railways expone que el uso de mantas elásticas amplifica las aceleraciones del balasto y que su uso es contrario al deseado, exponiendo que su empleo es sólo justificado para proteger el balasto en secciones sobre viaductos o sobre solera de túneles. Sin embargo, Esveld (2001) y Thompson (2009) exponen que este tipo de medidas son garantes de una reducción eficaz de vibraciones, aunque no se ha encontrado justificación que ponga esto de manifiesto en las referencias consultadas. Alarcón et al. (2000) muestra que este tipo de solución es eficaz para la reducción de vibraciones, realizada mediante modelizaciones numéricas con elementos de contorno en el dominio de la frecuencia aunque la comparación de medidas reales es realizada con una vía en mal estado y la misma renovada, con lo que no es posible determinar cuál es el efecto real de la interposición de mantas elásticas. Hemsworth (2000) expone que mejora el nivel de vibración en frecuencias altas (> 63 Hz).

- **Aumento del espesor del balasto** (Esveld, 2001). Algunos test han mostrado una reducción de 6 dB en frecuencias por debajo de 10 Hz por aumentar de 30 a 75 cm la capa del balasto. No es una solución atractiva por el coste, el peso y la altura extra (Esveld, 2001). Hemsworth (2000), sin embargo, expone que esta medida no provoca ninguna mejora.

- **Traviesas con suela elástica** (Alarcón et al., 2000), (Thompson, 2009), (Esveld, 2001). Consisten en colocar un elastómero justo bajo la traviesa, tanto en vía sobre balasto como en vía en placa. C. Esveld (2001) y D. Thompson (2009) exponen que esta medida reduce el nivel de vibraciones. B. Hemsworth (2000) dice que esta medida mejora el nivel de vibraciones de frecuencias altas (> 63 Hz). Alarcón et al. (2000) muestra que esta solución produce una reducción eficaz de las vibraciones. El esquema de la solución es el mostrado en la siguiente figura.

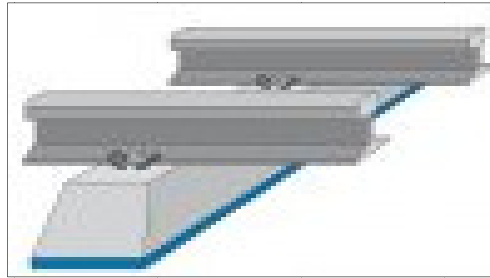


Figura 3.41. Esquema de traviesa con suela elástica (Rail-Area, 2004)

- **Trincheras** (Alarcón et al., 2000), (Thompson, 2009), (Woods et al., 1970), (Braja et al., 2011). Consisten en la ejecución de zanjas huecas para aumentar la amortiguación por aumento del recorrido de onda. Parece que son válidas para reducir las vibraciones de baja frecuencia (Thompson, 2009). Lógicamente estas medidas son válidas sólo para trenes en superficie, pero se ha considerado oportuno citarla debido a que es una medida profusamente mencionada y estudiada en muchas investigaciones y publicaciones.

- **Pantallas** (Alarcón et al., 2000), (Thompson, 2009). Consisten en la ejecución de un corte en el terreno que es rellenado con diferentes materiales como pueden ser: hormigón, arcilla o poliestireno expandido. Un esquema puede ser como el mostrado en la siguiente figura.

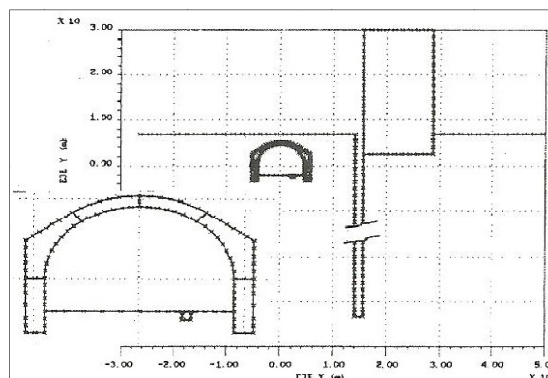


Figura 3.42. Esquema de pantallas para reducción de vibraciones (Alarcón et al., 2000)

Esta solución ha sido estudiada mediante modelos numéricos (Alarcón et al., 2000) y las conclusiones han sido que con los tipos de materiales descritos anteriormente y en los casos estudiados no se consigue prácticamente ninguna mejora en el nivel de vibraciones, con lo que no parecen que sean una solución eficaz. Sin embargo, Woods et al. (1970) expone que barreras rellenas de bentonita con un slurry asfáltico redujeron la amplitud de vibración a la mitad en un caso particular estudiado.

- **Mantas de lana de roca** (RockDelta). Este sistema es igual que el de mantas elásticas bajo la vía salvo que el material de la misma es lana de roca y no un elastómero. Han sido colocadas en los metros de Madrid y Oslo y en la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga, supuestamente con éxito. Una imagen del producto se observa en la siguiente figura.



Figura 3.43. Esquema manta de lana de roca bajo vía en la línea de alta velocidad Madrid-Córdoba-Málaga (RockDelta)

- **Sustitución de suelo bajo solera del túnel** (Kirzhner, 2006). Esta medida ha sido estudiada mediante un modelo numérico de diferencias finitas con software FLAC 2D. El caso estudiado consiste en qué nivel de vibración es predicho por el modelo numérico al sustituir bajo la solera del túnel un espesor determinado de roca y colocar en su lugar un suelo blando. Se han modelizado cuatro casos, donde el reemplazo ha sido de 0.5, 1, 1.5 y 2 metros de roca por dicho suelo blando. Los resultados numéricos muestran una reducción considerable del nivel de vibraciones pero la eficacia es inversamente proporcional a los aumentos de frecuencia, concluyendo que un reemplazo de más de 0.5 metros no supone ninguna mejora sustancial respecto a la producida por un reemplazo de sólo 0.5 metros. El esquema del modelo numérico se puede observar en la siguiente figura (Kizhner et al., 2006).

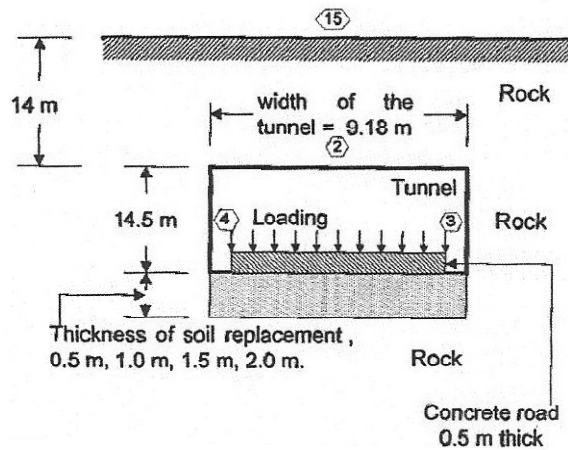


Figura 3.44. Esquema túnel con sustitución de roca por suelo blando (Kizhner et al., 2006)

- **Aumento de la rigidez del suelo** (Hemsworth, 2000), (Thompson, 2009). Dado que las más altas componentes de vibración son controladas por las capas de suelo más blandas y superficiales, existe la opción de rigidizar esta capa de suelo (la más superficial) para modificar la estructura del terreno de forma local (Thompson, 2009). Esta técnica ha sido denominada “wave-impeding block (WIB)”. Esto provocaría que las frecuencias dominantes en el suelo más superficial fueran altas, alejándose de esta forma de las frecuencias bajas que son las más peligrosas para las edificaciones que normalmente contienen los modos principales de vibración en dichas frecuencias, evitando de algún modo el fenómeno de resonancia (Hemsworth, 2000), (Thompson, 2009). Un modelo de elementos de contorno y elementos finitos para modelizar WIB es mostrado en la siguiente figura (Thompson, 2009).

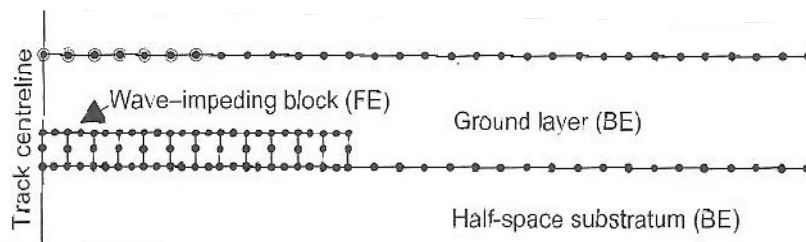


Figura 3.45. Modelo para WIB en capas de terreno (Thompson, 2009)

Pocas medidas experimentales han sido realizadas con esta solución pero donde se tienen resultados experimentales estos son prometedores para las bajas frecuencias por debajo de la línea de corte sobre la propagación de la capa superior del suelo (Thompson, 2009). En la siguiente figura se muestran los resultados numéricos obtenidos para una medida correctora de este tipo donde se puede observar la mejora de la velocidad de vibración en las más bajas frecuencias, aumentando la predominancia de las frecuencias altas.

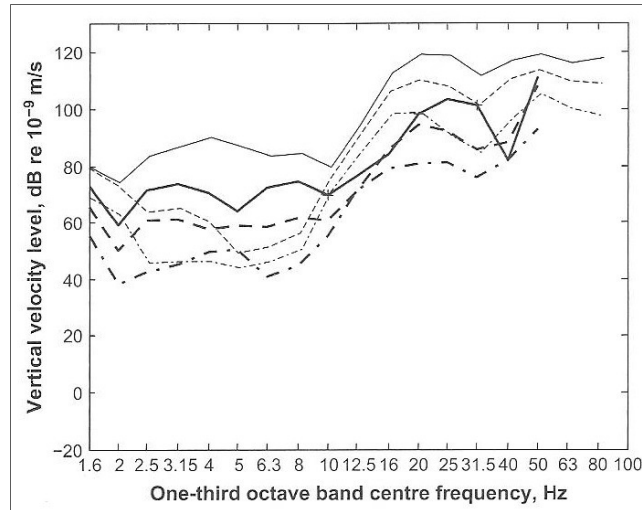


Figura 3.46. Niveles de velocidad vertical a 5 (línea continua), 10 (línea discontinua) y 20 metros (línea discontinua con puntos) desde la línea central de la pista ferroviaria. Líneas finas implica sin medida correctora mientras líneas más gruesas implica aplicación de medida correctora (Thompson, 2009)

Las técnicas más empleadas para este aumento de rigidez han sido:

- Estabilización con cal (Hemsworth, 2000)
- Inyecciones de cal (Hemsworth, 2000), (Thompson, 2009)
- Jet grouting (Hemsworth, 2000)

3.5.2.3 Medidas aplicadas en el receptor

Este tipo de medidas son las menos frecuentes y, a conocimiento del autor, no existen prácticamente casos donde se hayan aplicado para el caso específico de vibraciones ferroviarias en túneles. Estas medidas consisten básicamente en cambiar las características del edificio construyéndolo sobre muelles (Alarcón et al., 2000). Esta técnica, que está experimentando un creciente desarrollo sobre todo en zonas sísmicas, requiere un cuidadoso estudio en el dimensionamiento de los aisladores ya que las bandas importantes de frecuencias (viento, sismo, tráfico) no se superponen y una mejora en una determinada banda puede implicar un peor comportamiento ante una acción distinta (Alarcón et al., 2000).

3.6 CRITERIOS Y NORMATIVAS DE VIBRACIONES

3.6.1 Introducción

En ingeniería, las magnitudes de las oscilaciones o vibraciones de las estructuras (frecuencias, aceleraciones, velocidades, desplazamientos, etc.) medidas o calculadas deben evaluarse en función de si los efectos de estas vibraciones son o no tolerables. Con

este objetivo, en este apartado se describen distintos criterios de aceptación de vibraciones expuestos en diversas normas que permiten valorar su grado de afectación a la estructura, personas o actividades. Los criterios para la aceptación o limitación de los valores tolerables en estructuras peatonales o edificios se definen en relación a los tres siguientes posibles efectos:

- Sobreesfuerzos en los elementos que forman la estructura (deformaciones, fatiga, tensiones, etc.).
- Efectos psicológicos o de sensaciones en las personas (mecánicos, acústicos, ópticos, etc.).
- Efectos en actividades profesionales o procesos productivos (problemas con las tolerancias de algunos productos, etc.) así como también incremento de tensiones en maquinaria (deformaciones, fatiga, esfuerzos, etc.).

Con el objetivo de diferenciar los distintos efectos que pueden producir las vibraciones y sus valores aceptables, se divide este apartado en tres tipos de criterios para valorar su aceptación:

1. Criterios estructurales
2. Criterios psicológicos
3. Criterios productivos

3.6.2 Criterios estructurales

No parece probable que las vibraciones producidas por el paso ferroviario en túneles puedan producir daños estructurales a las edificaciones afectadas. Por este motivo no son expuestas las normas más importantes que contienen criterios estructurales, aunque son citadas a continuación:

- Normativa DIN 4150, Parte 3 (1999)
- Normativa SN 640312 (1978) (Normativa Suiza, 1978)
- Normativa ISO 4866 (1990)
- UNE 22-381-93 (López Gimeno et al., 2003)

3.6.3 Criterios psicológicos

A pesar del gran número de factores que influyen en la percepción de las vibraciones, la intensidad de esta percepción depende de parámetros físicos objetivos de las oscilaciones como por ejemplo: amplitud del desplazamiento, velocidad, aceleración, duración de las

vibraciones y frecuencia de vibración. En las tablas y figuras que siguen se presentan diversos criterios de percepción de las vibraciones por las personas en función de las frecuencias, velocidades y aceleraciones.

Tabla 3.5. Clasificación de los efectos en las personas (nivel de percepción) de las vibraciones en función de su frecuencia, aceleración y velocidad (Bachmann et al., 1987) (Ministerio Soviético, 1955)

vibration effects on people	frequencies 1 ÷ 10 Hz a_{\max} [mm/s ²]	frequencies 10 ÷ 100 Hz v_{\max} [mm/s]
imperceptible	10	0.16
just perceptible	40	0.64
clearly perceptible	125	2.0
annoying	400	6.4
unpleasant, painful if lasting	1000	16.0
harmful	> 1000	> 16.0

Como se puede observar en la tabla anterior, el criterio distingue dos casos: frecuencias entre 1-10 Hz y entre 10-100 Hz. Para el primer rango de valores, se considera determinante en la percepción de las vibraciones el valor máximo de la aceleración, mientras que para valores superiores de las frecuencias, el parámetro definitivo es la velocidad.

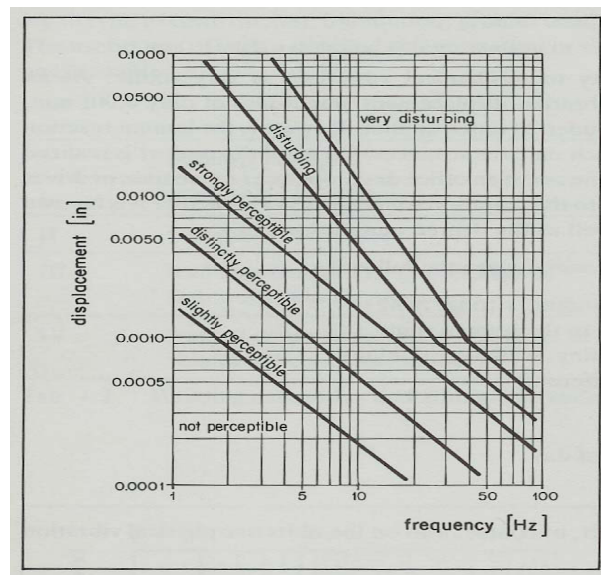


Figura 3.47. Gráfico para la obtención de percepción de vibraciones en función de su frecuencia y desplazamiento (Bachmann et al., 1987) (Wiss et al., 1974)

En la figura anterior los parámetros que influyen en la consideración de la percepción de las oscilaciones son la frecuencia y el desplazamiento. En este caso no se diferencian distintos rangos de valores para la frecuencia, considerando que el valor determinante es el desplazamiento. Lo mismo ocurre en la siguiente figura dada por Bachmann et al. (1987) y Gierke et al. (1976), pero en este caso el valor a estudiar conjuntamente con la frecuencia es la aceleración pico.

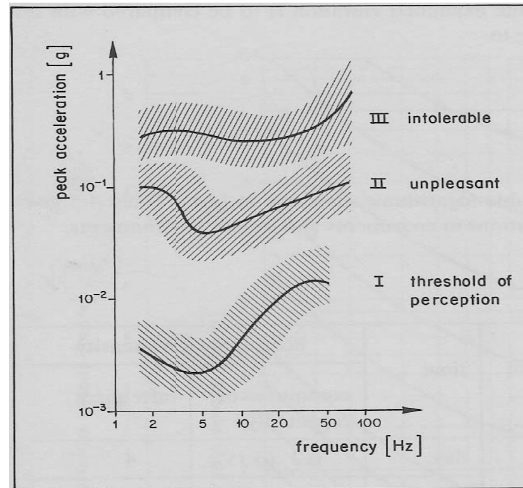


Figura 3.48. Gráfico para obtención de la percepción de vibraciones en función de su frecuencia y aceleración pico (Bachmann et al., 1987) (Gierke et al., 1976)

3.6.3.1 Normativa DIN 4150, Parte 2 (1999)

La normativa DIN 4150 (1999), en su parte segunda trata sobre los efectos de las vibraciones de muy diversos orígenes sobre las personas en edificios residenciales o similares. El rango de frecuencias se acota a valores entre 1 Hz y 80 Hz. Conjuntamente con la frecuencia de las oscilaciones, la velocidad, el desplazamiento y la aceleración permiten obtener un valor empírico para la intensidad de la percepción conocido por KB . Éste se obtiene con la siguiente fórmula:

$$KB = d \frac{0.8f^2}{\sqrt{1+0.032f}} \quad (3.68)$$

Donde d es la amplitud del desplazamiento en mm y f el valor de la frecuencia de vibración expresada en Hz. El valor de KB puede también expresarse en términos de velocidad (v) o aceleración (a) de la oscilación si el movimiento es armónico, de la siguiente manera:

$$d = \frac{v}{2\pi f} = \frac{a}{4\pi^2 f^2} \quad (3.69)$$

El valor KB que se obtiene de este cálculo debe compararse con los valores del criterio de aceptación teniendo en cuenta factores como el uso del edificio, la frecuencia de ocurrencia de las vibraciones, la duración de los efectos y el momento del día en que se produce la vibración tal como se muestra en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Valores de KB aceptables para edificios residenciales (Norma DIN 4150, 1999)

building zone (actual utilization and development of the estate within radius of vibration emission)	time	acceptable KB intensity	
		continuous or repeatedly	infrequent
purely residential, housing estate, holiday resort	day	0.2 (0.15*)	4
	night	0.15 (0.1*)	0.15
village and small business, town-centres	day	0.3 (0.2*)	8
	night	0.2	0.2
business and trade (incl. offices)	day	0.4	12
	night	0.3	0.3
industrial	day	0.6	12
	night	0.4	0.4
exceptional areas (acc. to residential content)	day	0.1 ÷ 0.6	4 ÷ 12
	night	0.1 ÷ 0.4	0.15 ÷ 0.4
(*) Values in brackets should be complied with if buildings are exited horizontally with a frequency below ~ 5 Hz.			

Degen et al. (2006) han observado que el valor KB_{max} (máximo valor de pico de la señal de vibración) usado como referencia en la citada norma debería ser revisado, ya que sobreestima en demasía los picos registrados en las vibraciones. De esta forma han encontrado que dos señales diferentes pero con el mismo valor KB_{max} pueden ser sentidas por personas de manera bastante dispar, por lo que proponen revisar el criterio introduciendo límites en los valores medios de KB y no en los valores pico de KB_{max} .

3.6.3.2 Normativas ISO 2631-1 (1997) e ISO 2631-2 (2003)

La normativa ISO 2631 “Mechanical Vibration and SOC-Evaluation of human exposure to whole body vibration” en su parte primera “General requirements” (Norma ISO 2631-1, 1997) establece unos criterios de aceptación para las vibraciones en función de su afección a la salud (Anejo B (Norma ISO 2631-1, 1997)) y su percepción y afectación al confort (Anejo C (Norma ISO 2631-1, 1997)). En la figura 3.49 se muestra la zona de la gráfica que relaciona la aceleración ponderada con la duración de la exposición, en la que pueden aparecer problemas de salud. En este caso los factores determinantes son el tiempo de exposición a las oscilaciones y la aceleración de la vibración ponderada. Los valores para la ponderación de las aceleraciones se describen en la norma y dependen esencialmente de los efectos que se estudien (salud, percepción, confort, etc.) y de la posición relativa entre la columna vertebral del individuo y la dirección de actuación de la oscilación, tal como se muestra en la figura 3.50.

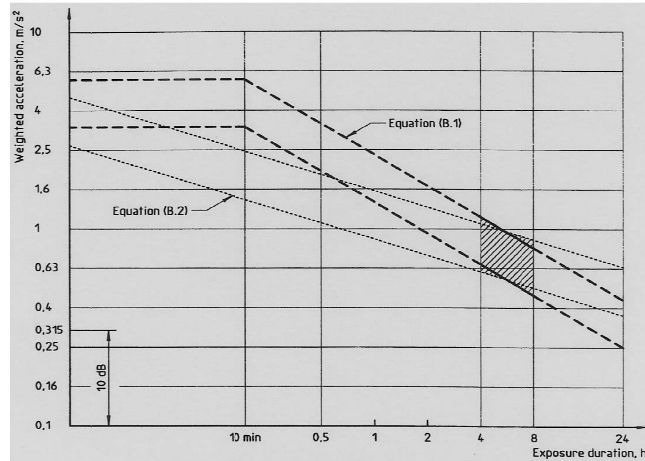


Figura 3.49. Zona de precaución para la salud (Norma ISO 2631-1, 1997)

Para la sensación de confort, la normativa ISO 2631-1 presenta unos valores de referencia en su anejo C. En este caso el dato que determina, según esta normativa, la sensación de confort de la persona es la aceleración:

Valores inferiores a 0.315 m/s ²	confortable
de 0.315 a 0.63 m/s ²	un poco inconfortable
de 0.5 a 1.0 m/s ²	bastante inconfortable
de 0.8 a 1.6 m/s ²	inconfortable
de 1.25 a 2.5 m/s ²	muy inconfortable
valores superiores a 2.0 m/s ²	extremadamente inconfortable

Los valores anteriores son válidos en el interior del vehículo ferroviario pero no en el interior de edificios.

En la norma ISO 2631-2 “Vibrations in buildings” (Norma ISO 2631-2, 2003), se establecen como válidos los resultados anteriormente citados pero destacando la subjetividad de la sensación de confort dependiendo de la posición, actividad que se esté realizando, etc. Es por esta razón que estudios realizados en distintos países muestran que las quejas de personas en edificios suelen producirse para valores de las vibraciones ligeramente por encima de los valores de percepción de éstas, es decir, que en cuanto las oscilaciones se perciben en los edificios provocan malestar, cosa que en otras situaciones (transportes públicos, paseos por la calle, actividades deportivas, etc.) no se produce y los criterios de confort responden más acertadamente a los indicados anteriormente.

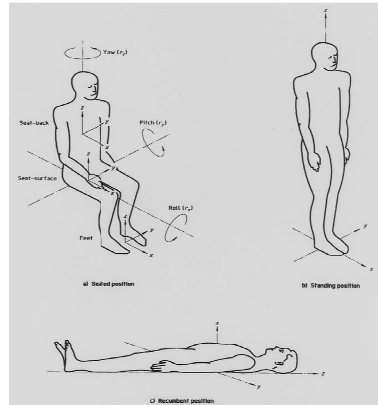


Figura 3.50. Posiciones del cuerpo humano y sus correspondientes ejes (Norma ISO 2631-2, 2003)

3.6.3.3 BRE Digest 278 (1983) (Norma BRE Digest, 1978)

La British Building Research Establishment presenta una valoración para la aceptación de vibraciones muy parecidas a la segunda parte de la normativa DIN 4150 en su versión del 1992, tomando la ecuación 3.68 para la determinación del valor K. En la tabla 3.7 se muestran las descripciones de las distintas percepciones en función del valor K que se obtiene de la fórmula de cálculo y en la tabla 3.8 se muestran los valores límites aceptables de K para cada tipo de edificio que da la norma británica.

Tabla 3.7. Relación entre los valores del parámetro K y la percepción humana del movimiento (Norma BRE Digest, 1978)

human perception	K value	commentary
not felt	< 0.1	Values are applicable to both horizontal and vertical vibrations. K values 25 and 63 of DIN 4150 were here not adopted as their effects on people can hardly be distinguished.
threshold of perception	0.1	
barely noticeable	0.25	
noticeable	0.63	
easily noticeable	1.6	
strongly detectable	4	
very strongly detectable	10	

Tabla 3.8. Valores de intensidad aceptables de K en función del tipo de edificio y el tiempo de exposición (Norma BRE Digest, 1978)

building category	time	acceptable K intensity		
		continuous	repeatedly	occasionally
hospitals and nursing homes	day	0.1	0.1	2.5
	night			0.1
residential	day	0.1	0.2 (0.1*)	4
	night		0.1	0.1
city residential and business	day	0.3 (0.15*)	0.63 (0.3*)	8
	night	0.1	0.1	0.1
industrial	day	0.63 (0.3*)	0.8 (0.4*)	12
	night	0.63 (0.3*)	0.8 (0.4*)	12

(*) Values in brackets apply to cases where the frequency of vibration is below 15 Hz.

3.6.3.4 R.D. 1367/2007 (2007)

En esta normativa española se limita el valor del denominado índice de vibración L_{aw} , expresado en decibelios (dB), en función del uso del edificio. Dicho índice es un parámetro adimensional dependiente de los valores de la aceleración de vibración. El cálculo del mismo es realizado mediante la siguiente expresión (R. D. 1367/2007, 2007):

$$L_{aw} = 20 \cdot \log \frac{a_w}{a_0} \quad (3.70)$$

Siendo

a_w : es el máximo valor eficaz (RMS) de la señal de aceleración con ponderación en frecuencia w_m en el tiempo t , y es expresado en m/s^2 .

a_0 : aceleración de referencia ($a_0=10^{-6} m/s^2$)

Donde

- La ponderación de la frecuencia se realiza según la curva de atenuación w_w definida en la norma ISO 2631-2:2003.
- El valor eficaz $a_w(t)$ se obtiene mediante promediado exponencial con constante de tiempo 1 s (slow). Se considerará el valor máximo de la medición a_w . Este parámetro está definido en la norma ISO 2631-1:1997 como MTVV (Maximun Transient Vibration Value), dentro del método de evaluación denominado “running RMS”.

Los límites máximos del índice de vibración son dados en la siguiente tabla:

Tabla 3.9. Índice máximo de vibración según uso del edificio (R. D. 1367/2007)

Uso del edificio	Índice de vibración L_{aw}
Vivienda o uso residencial	75
Hospitalario	72
Educativo o cultural	72

3.6.4 Criterios de productividad

Para trabajos industriales o científicos, las limitaciones de los efectos de las vibraciones deben formularse valorando los problemas que estas oscilaciones pueden producir en estas actividades como por ejemplo, problemas en la producción de tecnología visibles en

los productos fabricados, problemas de rendimiento de aparatos de precisión (por ejemplo, microscopios) o problemas en el material tecnológico de las propias máquinas de las cadenas productivas.

Dada la variedad de maquinaria y tecnología para los innumerables procesos productivos es complicado establecer normas o criterios generales para la limitación de vibraciones en estos casos. Generalmente se dividen las distintas máquinas en distintos grados de sensibilidad y posteriormente se definen para cada grupo unos valores máximos de aceleraciones y velocidades en función del rango de frecuencias. En las tablas 3.10 y 3.11 se muestran las categorías de maquinaria y sus límites de aceptación de vibraciones respectivamente que plantean Korenev et al. (1980).

Tabla 3.10. Categorías de maquinaria (Korenev et al., 1980)

apparatus category	machinery and equipment
I	optical instruments, such as microscopes, interferometer, optometer, etc.; mechanical measuring instruments in the micron-range, apparatus for precision scale calibration; finishing of optical lenses; precision cutters; rotor-balancing machines and other heavy precision machinery; machine control stations
II	machinery for grinding of ball bearings, cogwheels, razor blades, etc.; coordinate grinding machines, milling and turning machinery to a precision of some hundredths mm
III	metal-working machinery for turning, cutting, drilling, milling, etc., to usual precision; spinning, weaving and sewing machinery; printing presses, etc.
IV	rotary machines such as blowers, centrifugal separators, electric engines, etc.; stamping machines and presses in light metal-working industry; precision drilling machines; vibratory machines such as vibrators, jarring plates, riddlers, strewing machines, etc.

Tabla 3.11. Criterio de aceptación de vibraciones según categoría de maquinaria indicada (Korenev et al., 1980)

apparatus category	sensitivity to harmonic vibrations	frequ. 1 ÷ 10 Hz a_{\max} [mm/s ²]	frequ. 10 ÷ 100 Hz v_{\max} [mm/s]
I	highly sensitive	6.3	0.1
II	normally sensitive	63	1
III	little sensitive	250	4
IV	insensitive	> 250	> 4